



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democraticre public of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis–Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en RDC+8
Etages+Sous Sol
À usage d'habitation**

Présenté par:

- FELLAGUE CHEBRA Ahlem
- FELOUAH Maroua

Soutenue 12/07/2021 devant le jury composé de :

Président: Mr AYAD Tayeb
Examineur: Mr REZIGUA AHMED
Encadreur: Mr ZELMAT Yassine

Année Universitaire: 2020/ 2021

Dédicace

Je dédie ce travail à :

*Mes chers parents " **Mohammed**" Et " **Naïma**" qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

*Mes neveux : **Israa et Yasser***

*Mon frère : **fakhr eddine***

*Ma grande tante : **Aicha***

*Mes sœurs: **Fatima Et Malek***

A Tous mes ami(e)s et un remerciement spécial pour les gens qui m'ont aidé.

A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.

*A Tous mes collègues de **Master 2 Structure** et **génie civil***

Et Généralement la Promotion 2020

AHLEM



Dédicace

Je dédie ce travail à :

*Mes chers parents " **Mohammed**" Et " **khadidja**" qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

*Mes sœurs : **Houda , Fatima , Amira et Meriem***

A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A Tous mes collègues de « Master 2 Structure » et tous les étudiants du

A toute la Promotion 2020.



SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction	04
I.2. Présentation du projet	04
I.3. présentation de l'ouvrage	05
I.4. conception de la structure	07
I.4.1 les contreventements	07
I.4.2 Plancher	07
I.4.3 Escalier	08
I.4.4 Maçonnerie	08
I.4.5 Acrotère	08
I.4.6 Grain d'ascenseur	09
I.4.7 Fondation	09
I.5 Domaine d'application de BAEL91	09
I.6 Les sollicitation	09
I.7 Les matériaux	09
I.7.1 Béton	09
I.7.1.1 Composition et résistance du béton	09
I.7.1.2 Déformation longitudinale du béton	10
I.7.1.3 Diagramme contrainte déformation	10
I.7.2 L'acier	10
I.7.2.1 Résistance de l'acier	10
I.7.2.2 Diagramme contrainte déformation	11
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux	
II.1.Introduction	13
II.1.1 Poutre principales	14
II.1.2 Poutre secondaire	14

II.2 Pré-dimensionnement des plancher	15
II.2.1 Plancher a corps creux	15
II.3 Pré-dimensionnement des poteaux	18
II.4 Pré-dimensionnement des voiles	26
II.4.1 Les voile de contreventement	26
II.5 Descente de charge	30
II.5.1 Introduction	30
II.5.2 Plancher	30
II.5.2.1 Plancher terrasse (inaccessibles)	31
II.5.2.2 Planchers étages courants	31
II.5.2.3 Plancher dalle plein (sous-sol)	31
II.5.3 Mur	32
II.5.3.1 Mur extérieur	32
II.5.3.2 Mur intérieur	33
II.5.4 Balcon	33
II.4.1 Descente de charges	33
Chapitre III : étude des planchers	
III.1 .Introduction	36
III.2 Calcul des Plancher corps creux	36
III.2.1 Pré-dimensionnement des poutrelles	37
III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression	38
III.2.3 Types des poutrelles	40
III. 3 Plancher a dalle pleine	52
III.3.1 Méthode de calcul	52
III.3.2 Evaluation des charges et combinaison fondamentales	53
III.3.3 Calcul des moments fléchissant	55
III.3.4 Calcul du ferrailage de la dalle plein	59
III.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement	64

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux	
IV.1. Introduction	70
IV.1.1 Etude Escalier	70
IV.2 Pré dimensionnement d'escaliers	71
IV.2.1 Pré-dimensionnement d'escaliers type A	72
IV.2.1.1 Descente de charge	74
IV.2.1.2 Calcul du ferrailage	78
IV.2.1.3 Etude de la poutre palière	81
IV.2.2 Pré-dimensionnement d'escaliers type B	86
IV.2.2.1 Descente de charge	88
IV.2.2.2 Calcul de ferrailage	91
IV.2.2.3 Etude de la poutre palière	94
IV.3 Etude de l'acrotère	100
IV.3.1 Définition	100
IV.3.2 Calcul de ferrailage	100
IV.3.3 Détermination des sollicitations	100
IV.3.4 Détermination de la section des armatures	101
IV.3.5 Détermination des armatures	102
IV.3.6 Vérification des contraintes de cisaillement	105
IV.4 Balcon	105
IV.4.1 Introduction	105
IV.4.2 Descente de charge	106
IV.4.3 Calcul de ferrailage	108
IV.4.3.1 Descente de charge	110
IV.4.3.2 Moment fléchissant	111
IV.4.3.3 Calcul de ferrailage	111
Chapitre V : Étude de l'ascenseur	
V.I. Introduction :	115
V.2 Caractéristiques	117
V.3 Descente de charge	117

V.4 Combinaison fondamentale	119
V.5 Calcul de sollicitation de la dalle machine	120
V.6 Calcul des moments dus aux charges concentrées	121
V.7 Etude de la dalle avec charges répartie	124
V.8 Calcul de ferrailage	126
Chapitre VI : Etude sismique	
VI.1. Introduction	130
VI.2. Méthodes de calculs	130
VI.2.1. Méthodes statique équivalente	130
VI.2.2. Méthode dynamique	132
VI.3. Etapes de modélisation	132
VI.4. Interprétation des résultats	135
VI.4.1. Vérification la résultante des forces sismique	135
VI.4.2. Nombre de modes à considère	138
VI.4.3. Vérification de la période	138
VI.4.4. Calcul et vérification des déplacements	138
VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effort $p-\Delta$	140
Chapitre VII : Etude des éléments structuraux	
VII .I. Les portiques	144
VII.1.1. Introduction	144
VII.2.1. Ferrailage des poutres	145
VII.2.2. Armatures longitudinales	146
VII.2.3. Déterminations des armatures	146
VII.2.4. Vérification de l'effort tranchant	149
VII.3. Poteaux	152
VII.4.2 Etude des voiles périphériques	169
VII.4.2.1. Introduction	169
VII.4.2.2. Détermination des sollicitations	169
VII.4.2.3. Calcul des ferrailages	172

VII.2.Ferraillage des voiles de contreventement	179
VII.2.1. Les armatures verticales	179
VII.2.2. Les armatures horizontales	181
VII.2.3. Exemple de calcul	181
Chapitre VIII : Etude des fondations	
VIII.1. Introduction	188
VIII.2. Etude des fondations	188
VII.2.1. Calcul des semelles	188
VIII.2.2. Dimensionnement du radier	189
VIII.3.Ferraillage du radier	197
VIII.3.1. Ferraillage de la dalle	197
VIII.3.1. Ferraillage du débordement	205
Conclusion général	217

LES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Description du sol d'assise	04
I.2. Composition du béton	10
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux	
II.1. les dimensions des poutres	15
II.2. Lois de dégression pour notre bâtiment	22
II.3. Distribution des charges	23
II.4. calcul des pré-dimensionnement des poteaux	24
II.5. Epaisseur des voiles	29
II.6. récapitulatif des charges et combinaisons des charges	32
Chapitre III : Etude de plancher	
III.1. Evaluation des charges	40
III.2. Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants agissant sur les planchers des différents niveaux	43
III.3. Moments fléchissant en appuis et en travée et des efforts tranchants	43
III.4. Dimension de la section de calcul	44
III.5. Dimension de la section de calcul moment d'inertie	50
III.6. Ferrailage de la poutrelle	51
III.7. Récapitulatif des moments fléchissant	55
III.8. Récapitulatif des sollicitations maximales	59
Chapitre VI : Etude des éléments non structuraux	
VI.1. Descente de charges de la volée	75
VI.2. Descente de charges de palier	75
VI.3. Moments fléchissant en appuis et en travée et des efforts tranchants	76
VI.4. Descente de charges de la volée	88
VI.5. Descente de charge de palier	89
VI.6. Moments fléchissant en appuis et en travée et des efforts	90

tranchants	
Chapitre V : Etude de l'ascenseur	
V.1. Récapitulatif des moments dus aux charges concentrées	123
V.2. Récapitulatif des moments en appuis et en travée	125
V.3. Récapitulatif au ferrailage	127
Chapitre VI : Etude dynamique	
VI.1. Valeurs des pénalités P_q	137
VI.2. Récapitulatif pour la vérification du déplacement de plancher	140
VI.3. Vérification de l'effort $p-\Delta$	142
Chapitre VII : Etude des éléments structuraux	
VII.1. Récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants	145
VII.2. Les sollicitations de calcul	158
VII.3. Choix de ferrailage	169
VII.4. Récapitulatif des sollicitations	172
Chapitre VIII : Etude des fondations	
VIII.1. Dimensions des poutres	192
VIII.2. Récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en (KN.m)	198
VIII.3. Récapitulatif des moments en appuis et en travée en (KN.m)	199

NOTATION

A, A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton
D : Diamètre, rigidité
E : Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal béton.
E_i : Module de déformation instantanée (E_{vj} : Pour a l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différé
E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du l'âge de j jours
f_{c28}etf_{t28} : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.
d : Hauteur utile.

h_t : hauteur totale du plancher.
h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
L_x : Longueur maximale entre axes
A ' : section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S : espacement des armatures en général.
S_t : Espacement des armatures transversales.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b: Coefficient de sécurité du béton.
γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.
α: Angle en général, coefficient
S_{bc}: Raccourcissement relatif du béton.
S_s: Déformation de l'acier.
η: Coefficient de fissuration relative a une armature.
θ: Coefficient sans dimension.
λ: Élanement.
ν: Coefficient de poisson.
p: Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ: Contrainte normale général.
σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.
σ_s: Contrainte de traction dans l'acier.
u_{adm}: Contrainte tangentielle admissible.

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+8+sous sol) à usage multiple (d'habitation,). Implanté à wilaya de **mostaganem** (zone IIa). Le bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Notre projet consiste à faire une étude complète d'un bâtiment toute en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**RPA99/2003, BAEL et CBA93**) et les documents techniques (**D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2**).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en huit chapitres :

Le Premier chapitre : consiste à caractéristique de la structure ainsi que celles des Matériaux utilisées (béton et acier).

Le deuxième chapitre : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que poteaux, poutres et voiles).

Le troisième chapitre : l'étude des planchers.

Le quatrième chapitre : l'étude des éléments non structuraux (comme les planchers et les escaliers, balcons, dalle pleine, l'acrotère).

Le cinquième chapitre : l'étude de l'ascenseur.

Le Sixième chapitre : l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul par l'Etabs version **9.7.0.**

Le septième chapitre : calcul des ferraillements des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) à partir des résultats obtenus dans le chapitre tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91.**

Le huitième chapitre : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

CHAPITRE 01 :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET HYPOTHESES
DE CALCUL

I.1 Introduction :

L'ouvrage étudié est un bâtiment en R+8 avec un sous-sol, il présente une régularité en plan et en élévation et le système de contreventement est mixte (voiles – portiques) avec justification d'interaction portiques – voiles.

Après une descente de charges et un prédimensionnement des éléments de notre structure, on réalise une étude dynamique et sismique pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera plusieurs logiciels tel que *Excel* pour facilité le calcule et la réalisation des tableaux, le logiciel *AUTOCAD* pour les plans, ainsi que le logiciel *ROBOT* pour la modélisation et le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment seront utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaison et dispositions constructive exigées par le *BAEL91* et le *RPA99V2003*.

I.2 Présentation du site :

L'ouvrage sera réalisé au nord-ouest de Mostaganem, précisément a l'avenue Ould Aïssa Belkacem, une zone classée par le *RPA99V2003* comme étant une zone de moyenne sismicité.

L'étude géotechnique présenter en annexe nous révèle les caractéristiques du sol présenter sur le tableau suivant :

Type de sol d'assise	Nature lithologique	Nature hydrologique	Classification
Sable	Sable jaunâtre a beige	Aucune nappe	Sol ferme (S2)

Tableau I.1 : Description du sol d'assise.

Données du site :

Les données dont nous aurons besoin pour notre étude sont les suivants :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme sol ferme (S2).
- La contrainte admissible du sol est $\sigma = 2bars$.

NOTE : Un plan de situation est présenté en annexe.

I.3 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment en R+8 avec sous-sol destiné pour le stockage sous terrain, un rez-de-chaussée commercial et un étage administratif, le reste des étages sont à

usage d'habitation avec deux appartement F3 a chaque étage reparti comme sur les plans présenter en annexe, le dit bâtiment est implanté à la wilaya de Mostaganem, composé d'un seul bloc régulier en plan et en élévation.

Caractéristiques de la structure :

- Largeur en plan : 16.5m
- Longueur en plan : 22m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 31.96m
- Hauteur du sous-sol : 3.74m
- Hauteur du RDC : 3.74m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06m

Les figures Fig.I.1 et Fig.I.2 représente les façades en perspective de notre bâtiment, quant au figures Fig.I.3 ; Fig.I.4 ; Fig.I.5 et Fig.I.6, représentent les plans d'architecture des différents étages du bâtiment.

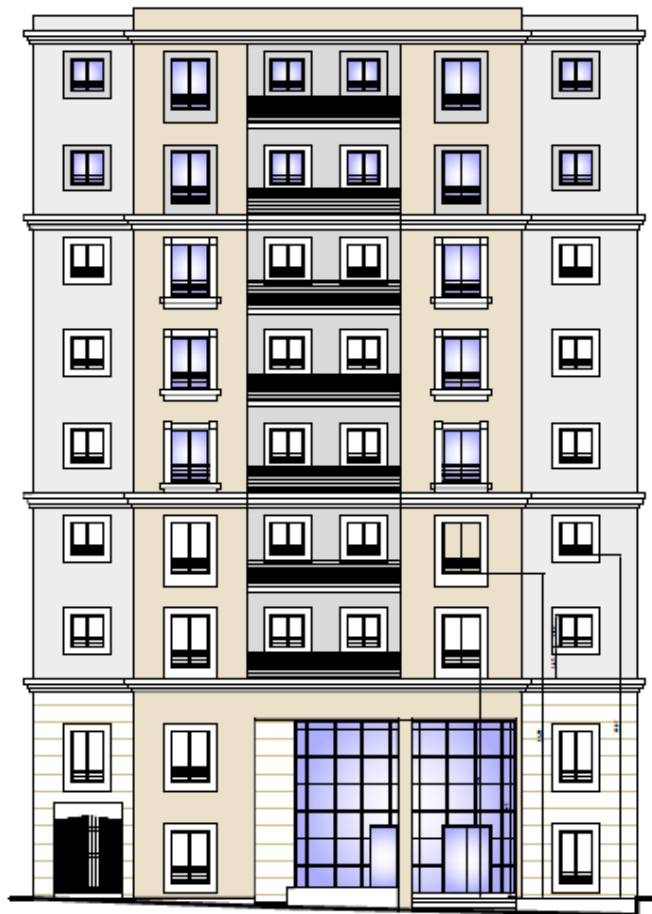


Fig.I.1 : Plan de la façade Principale.

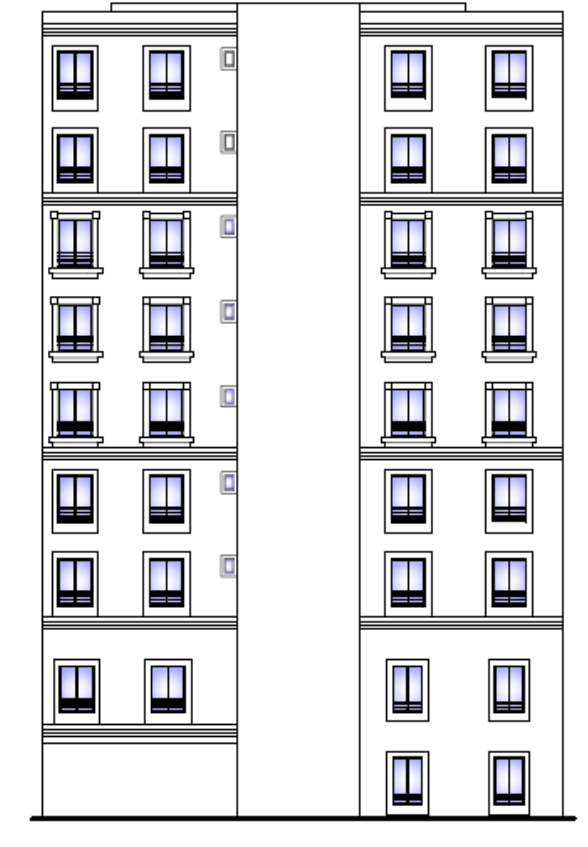


Fig.I.2 : Plan de la façade postérieure.

I.4 Conception de la structure :

I.4.1 Les contreventements :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en Justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.4.2 Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue dans notre structure :

- **Plancher à dalle pleine** : pour le sous-sol et les balcons et la cage d'escalier.
- **Plancher à corps creux** : pour les autres niveaux.

I.4.3 Escalier :

Les escaliers sont des éléments non structuraux, ils assurent le déplacement vertical dans le bâtiment, dans notre structure ils sont composés de deux volé et un palier de repos à chaque étage.

I.4.4 Maçonnerie :

On distingue :

- Murs extérieurs (double parois).
- Murs intérieures (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses, dans cet ouvrage nous disposons de deux types de murs :

- Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie composée d'une double cloison en brique creuses de 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

- Murs intérieurs :

Le remplissage est composé d'une cloison composée de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Acrotère :

La terrasse étant inaccessible le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé coulé sur place encastré au niveau des poutres du plancher terrasse inaccessible.

I.4.6 Gaine d'ascenseur :

Etant donné la hauteur du bâtiment, un ascenseur est indispensable pour faciliter les déplacements verticaux.

I.4.7 Fondation :

Le rapport relatif au terrain, indique que ce dernier est favorable pour la construction et les résultats des essais montre que le sol d'assise des fondations est du sable fin moyennement compacte résistant a la pénétration dynamique lourd.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars.

La profondeur d'encrage de 3,00 m recommander par l'étude géotechnique dans le sol naturel en tenant compte en plus le sous-sol projeté.

I.5 Domaine d'application du BAEL 91 :

Les règles du BAEL 91 sont applicable a tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300Kg/m³.

I.6 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (normaux et tranchants) et les moments fléchissant et de torsion), calculés à partir des actions grâce a des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculé en utilisant pour la structure un model élastique et linéaire. On emploi les procédés de la mécanique des structure à partir de la combinaison d'action.

Pour la détermination des inconnus hyperstatique, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissuré et sans armatures.

I.7 Les matériaux :

Pour pouvoir dimensionner des éléments en béton armé, il est indispensable de connaitre le comportement du béton et des aciers et d'être capable de les modéliser.

I.7.1 Le béton :

I.7.1.1 Composition et résistance du béton :

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants (ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + eau de gâchage

le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le **BAEL**, et tous les règlements applicables en Algérie. Le tableau suivant décrit la composition du béton utilisé :

Ciment utilisé	CPJ dosage 350 Kg / m ³
Sable	400 litre / m ³
Gravier	800 litre / m ³
Eau de gâchage	160 a 180 litre /m ³

Tableau I.2 : Composition du béton.

- La résistance caractéristique à la compression du béton est : $f_{c28} = 20\text{MPa}$
- La résistance à la traction est calculée avec la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 1.8\text{MPa}$$

I.7.1.2 Déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale obéit à deux expressions :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \Rightarrow \text{pour une durée d'application} < 24\text{H} \\ E_{ij} = 37000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \Rightarrow \text{pour une durée d'application} > 24\text{H} \end{cases}$$

I.7.1.3 Diagramme contrainte-déformations :

Le diagramme contrainte-déformations du béton, dit diagramme « parabole rectangle »

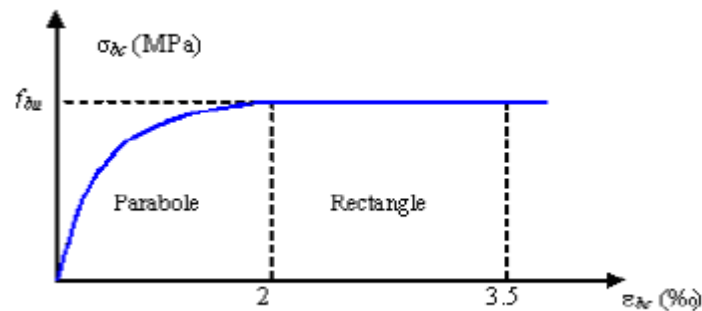


Fig.I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

I.7.2 L'acier :

I.7.2.1 Résistance de l'acier :

Le module longitudinal de l'acier est :

$$E_s = 2 * 10^5 \text{MPa} = 2 * 10^6 \text{bars}$$

La contrainte de calcul :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \begin{cases} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier} \\ \gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \end{cases}$$

Le coefficient de sécurité :

$$\gamma^s = \begin{cases} 1 & \text{pour la situation accidentel} \\ 1.15 & \text{pour la situation durable et transitoire} \end{cases}$$

Les aciers utilisés pour le béton armé sont :

- **Les ronds lisses (R.L)** : on utilise FeE215, FeE235 pour des diamètres $\phi 6$ et $\phi 8$.
- **Acier à haute adhérence (H.A)** : FeE400 pour des diamètres 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25.
- **Les treillis soudés (T.S)** : TLE520, on utilise TS $\phi 6$ avec des mailles de (20×20) cm³

I.7.2.2 Diagramme contrainte-déformations :

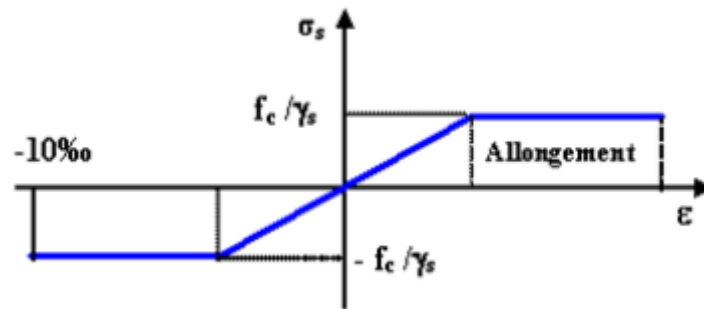


Fig.I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

CHAPITRE 02 :
PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS STRUCTURAUX

II. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus au chargement vertical ramené par les planchers.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiées par la suite selon **RPA 99 (version 2003)**.

Selon les Règles de **BAEL91** La section de la poutre est déterminée comme suit :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du RPA 99 version 2003.

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$

Avec :

L : la plus grande portée de la poutre .

h : la hauteur de la poutre .

b : la largeur de la poutre.

b_{\max} : la longueur maximale de la poutre .

Remarque : la longueur b de la poutre est prédimensionnée comme suit :

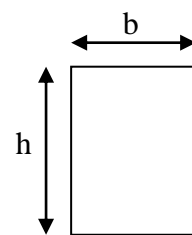


Fig.II.1. Section d'une poutre

$$0.4h \leq b \leq 0.5h$$

II.1.1 : Poutres principales :

$$L_{max} = 569 - 30 = 539 \text{ cm}$$

A) Critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

$$\Rightarrow \frac{539}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{539}{10}$$

$$\Rightarrow 35.93 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 53.9 \text{ cm}$$

On prend $h_{pp} = 45 \text{ cm}$

$$0.4h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0.8h_{pp}$$

$$\Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 36 \text{ cm}$$

On prend $b_{pp} = 30 \text{ cm}$

B) Vérification RPA 99 V2003 :

$$\begin{cases} h_{pp} = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b_{pp} = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \end{cases}$$

II.1.2 : Poutres secondaires :

$$L_{max} = 446 - 30 = 416 \text{ cm}$$

A) Critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L}{10}$$

$$\Rightarrow \frac{416}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{416}{10}$$

$$\Rightarrow 27.73 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 41.6 \text{ cm}$$

On prend $h_{ps} = 35 \text{ cm}$

$$0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.8h_{ps}$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $b_{ps} = 30 \text{ cm}$

B) Vérification RPA 99 V2003 :

$$\begin{cases} h_{ps} = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ b_{ps} = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ \frac{h_{ps}}{b_{ps}} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.1. Les dimensions des poutres

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	Section adoptée (cm ²)
Poutres principales (PP)	539	35.93	53.9	30*45
Poutres secondaires (Ps)	416	27.73	41.6	30*35

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers constituent un des éléments de la structure les plus importants. Elles offrent une surface plane sur laquelle il est possible de circuler ou d'entreposer des marchandises et sous laquelle il est possible de s'abriter des intempéries. Dans ce projet nous avons deux types de planchers utilisés : - Planchers à corps creux.

- Planchers à dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

L'épaisseur de plancher à corps creux doit être telle que sa déformation reste suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect architecturale de la construction :

Ce type de plancher est adopté pour tous les étages car ils Présentent les avantages suivants :

- Facilité de réalisation.
- Légèreté des planchers et par conséquent les forces sismiques.
- Bonne isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le cout de coffrage.



Fig.II.2 : Schéma descriptif d'une dalle à corps creux.

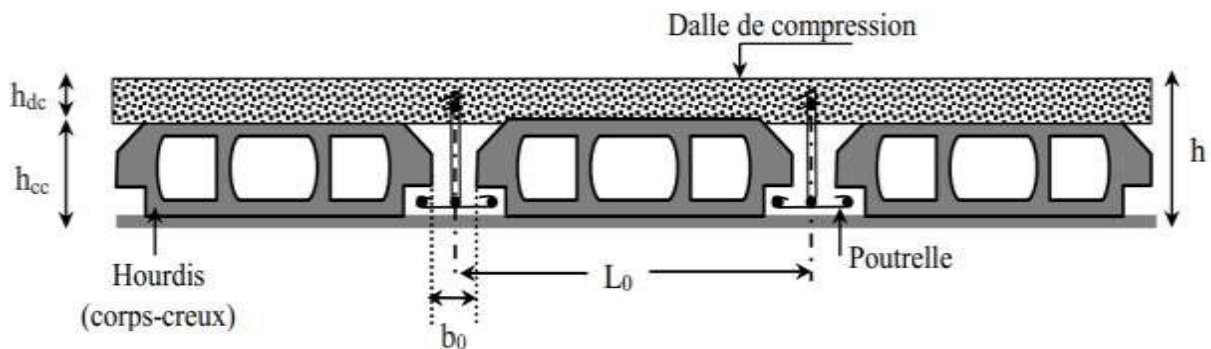


Fig.II.3 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

- h_t : épaisseur total du plancher ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;
- h_1 : épaisseur des corps creux ;

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL 91 / 7.6.8,424}]$$

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

$$\text{On a : } L = \min(L_{x\max}; L_{y\max}) = \min(569; 446) = 446\text{cm}$$

$$\Rightarrow 17.84 \leq h_t \leq 22.30$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

II.2.1. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

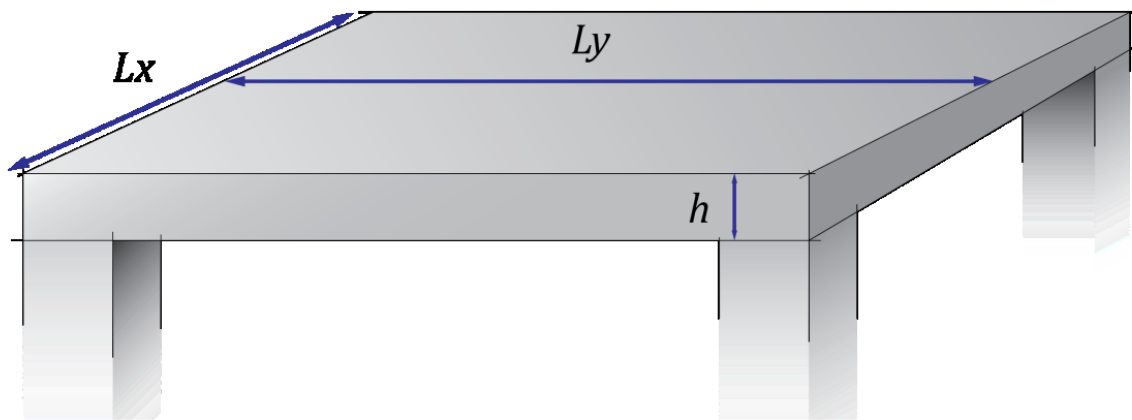


Fig. II.4: Panneau de dalle pleine.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} Lx : \text{étant la plus petite portée du panneau.} \\ Ly : \text{étant la plus grande portée du panneau.} \\ h : \text{hauteur (épaisseur) totale du plancher.} \end{array} \right.$

➤ **Résistance au feu :**

$e_d=7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e_d=11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

$e_d=17.5\text{cm}$ pour 4 heures de coupe-feu.

➤ **La condition d'isolations acoustique :**

Contre les bruits aériens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow e_d = 14\text{cm}$

Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow e_d = 16\text{cm}$

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

Suivant la condition de flexibilité et de rigidité :

- **Dalle reposant suivant un seul sens :**

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \leq 0.4$$

Charge uniformément répartie :

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{35}; \frac{1}{30} \right) Lx \quad \text{avec } Lx \leq Ly$$

- **Dalle reposant suivant deux sens :**

$$0.4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} \leq 1$$

Charge uniformément répartie

Charge concentrée

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{50}; \frac{1}{40} \right) Lx \quad \text{avec } Lx \leq Ly$$

Pour notre structure, nous avons :

$$Lx=446-30=416 \text{ cm et } Ly=569-30=539 \text{ cm}$$

$$0.4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{416}{539} = 0.78 \leq 1$$

Donc notre dalle travaille suivant deux sens.

$$\text{On aura : } \frac{416}{50} \leq hd \leq \frac{416}{40} \Rightarrow 8.32\text{cm} \leq hd \leq 10.4\text{cm}$$

On prend : **hd=10cm.**

➤ **Conclusion** : $hd \geq \max(10 : 13 : 11) \text{ cm}$

pour satisfaire aux différentes conditions précédentes on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine de **e_a=16 cm.**

II.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations.

Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

D'après les règles BAEL 91 :

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (Compression centré) est donné par la formule Suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Nu : effort normal ultime agissant sur le poteau

A : section d'armatures à mettre en place ;

Br : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$Br = (a - 2) (b - 2) \rightarrow$ pour une section rectangulaire (voir Fig.II.5)

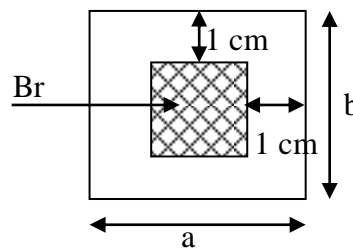


Fig. II.5. La section réduite du poteau.

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

α : Coefficient déduit de l'élanement mécanique λ .

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$

Donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (\text{car } \lambda \leq 50)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,71$$

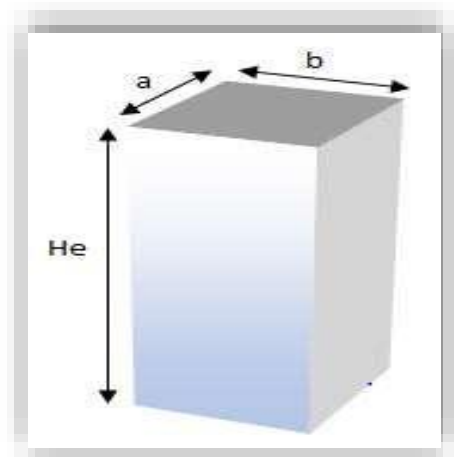


Figure II.12 Dimensionnement du poteau

Remarque :

La valeur de α doit être divisée par un coefficient θ égal à :

- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;
- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours ;

Pour notre cas, la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieure à 90 jours ; donc $\theta = 1.2$

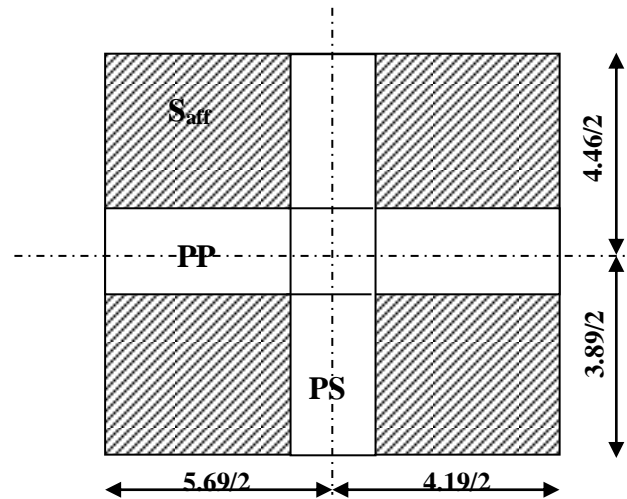


Fig. II.6. Les charges verticales agissant sur le poteau.

A partir la relation (I), on déduit que :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$\text{On prend } \frac{A}{Br} = 1 \%$$

$$\Rightarrow Br \geq \frac{Nu \text{ [KN]}}{0,71 \left[\frac{20}{0,9 \times 1,5} + \frac{1}{100} \frac{400}{1,15} \right]}$$

Donc :

$$Br \geq 0,77 Nu$$

$$Nu \text{ [KN]}, Br \text{ [cm}^2\text{]}$$

Evaluation de Nu : [BAEL 91 / B.8.1.1]

$$Nu = \Sigma \text{ des charges verticales agissant sur le poteau}$$

$$N_u = 1.15(N_{\text{plancher}} \times S_{\text{aff}} + N_{\text{pp}} \times L_{\text{affpp}} + N_{\text{ps}} \times L_{\text{affps}})$$

Avec :

$$N_{\text{plancher}} = 1,35 G + 1,5 Q \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

G : la charge permanente cumulée ;

Q : la charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression ;

S_{aff} : la surface afférente du plancher ;

N_{pp} : poids de la poutre principale ;

$$N_{\text{pp}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n \text{ [KN/ml]}$$

ρ : Poids volumique ;

n : nombre d'étage considérée ;

(b × h) : la section de la poutre principale ;

L_{affpp} : longueur afférente de la poutre principale ;

N_{ps} : poids de la poutre secondaire L même calcul que N_{pp} ;

L_{affps} : longueur afférente de la poutre secondaire.

La loi de dégression : [DTRBC 2,2 / IV.6.3]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse Q_0

- Sous dernier étage (étage 1)..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

-(Etage 2) $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

-(Etage 3)..... $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

-(Etage 4) $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

-(Etage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots +$

$Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Tableau II.2. : Lois de dégression pour notre bâtiment.

Niveau	n	Destination	Q [KN/m ²]	Dégression
8	1	Terrasse	1	Q ₀
7	2	Habitation	1.50	P ₁ =Q ₀ +Q ₁
6	3	Habitation	1.50	P ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)
5	4	Habitation	1.50	P ₃ =Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)
4	5	Habitation	1.50	P ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)
3	6	Habitation	1.50	$P_5=Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+\dots+Q_5)$
2	7	Habitation	1.50	$P_6=Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+\dots+Q_6)$
1	8	Bureaux	2.50	$P_7=Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+\dots+Q_7)$
Rdc	9	Commerce	5.00	$P_8=Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+\dots+Q_8)$
Sous-Sol	10	Stockage	3.50	$P_9=Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+\dots+Q_9)$

Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.1]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

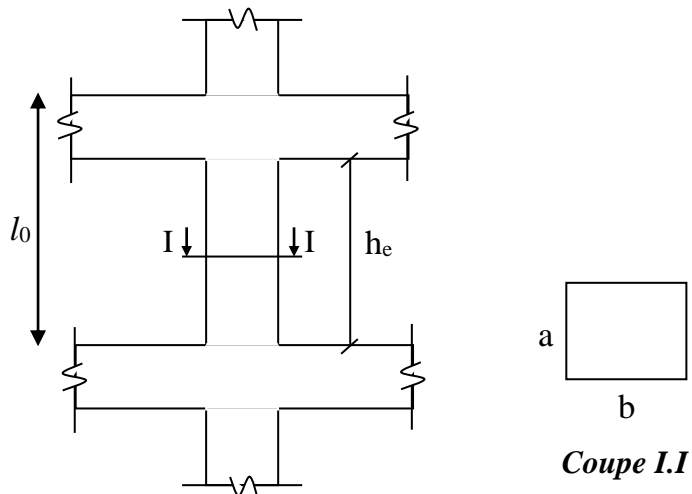


Fig II.7. La section du poteau.

- Pour une section rectangulaire :

$$\min (b , a) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b , a) \geq \frac{he}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} < 4$$

Nous adoptons pour des poteaux carrés ($a=b$)

c. Critère de flambement :

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : élancement ;

l_f : longueur de flambement ;

$$l_f = 0,7 l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau (voir Fig.II.7.) ;

i : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B: Aire de la section du béton seul ;

I : moment d'inertie.

$$I = \frac{a^4}{12} \rightarrow \text{Pour une section carrée}$$

Tableau II.3. Distribution des charges

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)
	Plancher		Plancher	
8 ^{ème}	6.27	1	6.27	1
7 ^{ème}	4.95	1.5	11.22	2.5
6 ^{ème}	4.95	1.5	16.17	3.85
5 ^{ème}	4.95	1.5	21.12	5.05
4 ^{ème}	4.95	1.5	26.07	6.1
3 ^{ème}	4.95	1.5	31.02	6.625
2 ^{ème}	4.95	1.5	35.97	8.143
1 ^{er}	4.95	2.5	40.92	8.91
RDC	4.95	5.0	45.87	12
Sous-Sol	6.15	3.5	52.02	14
	<i>Valeurs partielles</i>		<i>Valeurs cumulées</i>	

Tableau II.4. Calcul des prédimensionnements des poteaux.

<i>Etage</i>	<i>βr[cm²]</i>	<i>A</i> [cm]	<i>Choix</i> [cm]	<i>Verification</i> <i>RPA</i>	<i>Vérification</i> <i>flambement</i>
<u>8</u>	<u>317.064</u>	<u>5.80</u>	<u>35</u>	<u>7.99</u>	<u>21.20</u>
<u>7</u>	<u>363.684</u>	<u>21.07</u>	<u>35</u>	<u>20.07</u>	<u>21.20</u>
<u>6</u>	<u>538.911</u>	<u>21.21</u>	<u>35</u>	<u>32.96</u>	<u>21.20</u>
<u>5</u>	<u>710.883</u>	<u>28.66</u>	<u>40</u>	<u>37.86</u>	<u>18.55</u>
<u>4</u>	<u>882.114</u>	<u>31.70</u>	<u>40</u>	<u>42.17</u>	<u>18.55</u>
<u>3</u>	<u>1041.954</u>	<u>34.28</u>	<u>45</u>	<u>45.83</u>	<u>16.49</u>
<u>2</u>	<u>1226.186</u>	<u>37.02</u>	<u>45</u>	<u>49.71</u>	<u>16.49</u>
<u>1</u>	<u>1394.124</u>	<u>39.34</u>	<u>50</u>	<u>53.02</u>	<u>14.84</u>
<u>RDC</u>	<u>1518.987</u>	<u>40.97</u>	<u>50</u>	<u>55.34</u>	<u>18.14</u>
<u>SS</u>	<u>1716.859</u>	<u>43.44</u>	<u>50</u>	<u>58.83</u>	<u>18.14</u>

Exemples de calcul :

La surface afférente : $S_{\text{aff}} = [(5.69/2)+(4.19/2)]*[(3.89/2)+(4.46/2)] = 20.63\text{m}^2$

Si on prend dans ce cas, le poteau de 8^{ème} étage comme un exemple de calcul on trouve :

1- critère de résistance :

On a $Br \geq 0,77 Nu$

$$N_u = 1,15 [N_{\text{plancher}} \times S_{\text{aff}} + N_{\text{pp}} \times L_{\text{affpp}} + N_{\text{ps}} \times L_{\text{affps}}]$$

- $N_{\text{plancher}} = 1,35 G + 1,5Q$

$$\left. \begin{array}{l} G = 6.27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 9.97 \text{ KN/m}^2 \text{ (Corps creux)}$$

- $S_{\text{aff}} = 20.63 \text{ m}^2$
- $N_{\text{pp}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/m}^3 \\ b = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,45 \text{ m} \\ n = 9 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{pp}} = 30.375 \text{ KN/m}^2$$

- $L_{\text{affpp}} = 5,34 \text{ m}$
- $N_{\text{ps}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/m}^3 \\ b = 0.30\text{m} \\ h = 0.35 \text{ m} \\ n = 9 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{ps}} = 23.625 \text{ KN/m}^2$$

- $L_{\text{affps}} = 4.11 \text{ m}$

$$\text{Donc : } N_u = 1,15 [(9.97 \times 20.63) + (30.375 \times 5.34) + (23.625 \times 4.11)]$$

$$\Rightarrow N_u = 464.98 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Br \geq 3075.23 \text{ cm}^2 \\ Br = (a-2)^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{on adopte un poteau de dimensions } (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

2- Vérification les conditions de RPA99 :

$$a = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$a = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 286/20 = 14.3\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$1/4 < a/b=1 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3- Vérification au flambement :

On a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec : } l_0 = 2,86 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,002 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$I = (a)^4/12 = (35)^4/12 = 125052,083 \text{ cm}^4$$

$$B = a^2 = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{(125052,083/1225)} = 10,10 \text{ cm}$$

D'où :

$$\lambda = 200,2/10,10 = 19,82 < 35 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La section des autres poteaux de même type .

II.4. pré dimensionnement des voiles :*II.5.1. Les voiles de contreventement :*

D'après le **RPA 99v2003, article 7.7**, Les voiles de contreventement sont des murs en béton armé, qui ont comme rôle primordiale d'assurer la stabilité de la structure vis-à-vis des actions horizontales ; essentiellement le vent et le séisme.

Il est considéré comme voile, l'élément satisfaisant la condition : $l \geq 4a$ si non ce n'est qu'un élément linéaire. et ce comme schématisé ci-dessous :

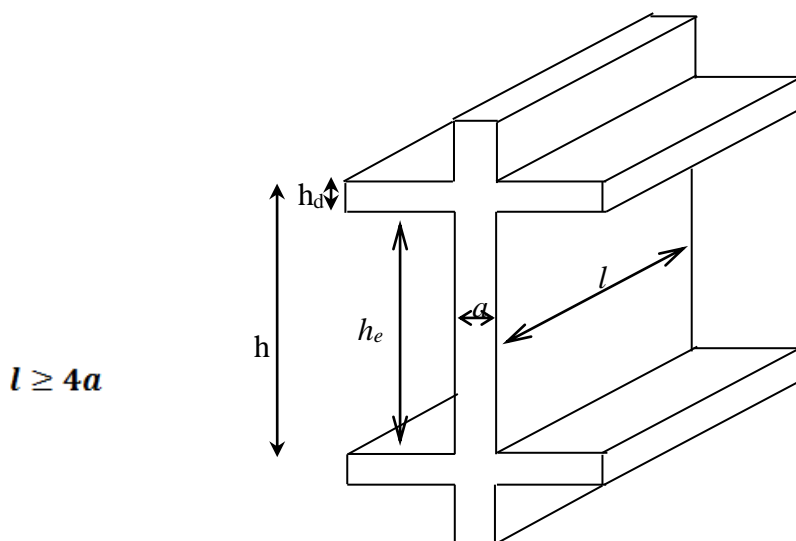


Fig II.8. Voile en élévation.

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en question exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités .

Première condition :

$$l \geq 4 a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$$

Avec :

l : largeur du voile correspond à la portée minimal ;

Deuxième condition :

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec :

a_{\min} : épaisseur minimal du voile ;

Troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve 4 types de voiles :

- Pour le 1^{er} type :

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

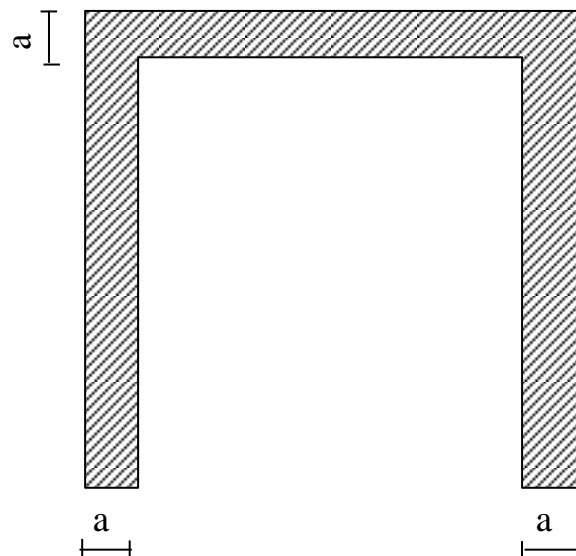


Fig.II.9 Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.

- Pour le 2^{ème} type :



Fig. II.10. Vue en plan du voile de 2^{ème} type.

$$a \geq \frac{he}{20}$$

Avec :

he : hauteur libre d'étage.

$$he = h - h_d$$

Avec :

h : hauteur d'étage

h_d : épaisseur de la dalle.

- Pour le 3^{ème} type :

$$a \geq he/22$$

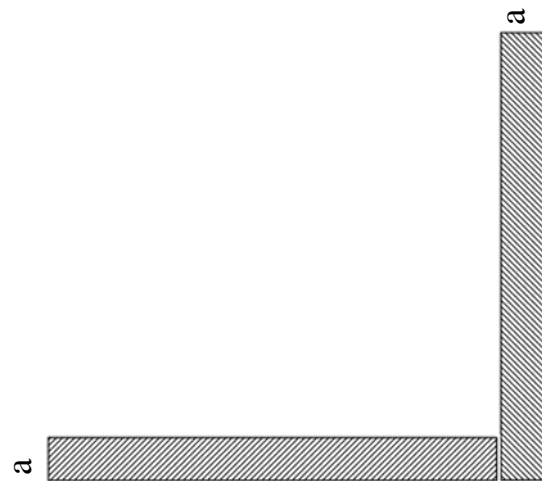


Fig. II.11. Vue en plan du voile de 3^{ème} type.

Avec :

he : hauteur libre d'étage.

$$he = h - h_{pp}$$

Avec :

h : hauteur d'étage

h_{pp} : épaisseur de la poutre principale.

- Pour le 4^{ème} type :

Il s'agit du voile périphérique du sous-sol.

Tableau II.5. Epaisseur des voiles.

Type de voile	l (cm)	$l/4$ (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{25}$ (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\frac{h_e}{22}$	Epaisseur adoptée (cm)	4a (cm)
Type 1	213	53.25	329	13.16	-	-	20	80
Type 2	339	84.75	329	-	16.45	-	20	80
Type 3	346	86.50	329	-	-	14.96	20	80
Type 4	519	129.75	329	13.16	-	-	20	80

II.5. Descente de charge :

II.5.1. Introduction :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le **RPA** les poteaux de rive et d'angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (G)

Les surcharges d'exploitation (Q)

II.2.2) Plancher

II.2.2.1) Plancher terrasse (inaccessible) : (corps creux) :

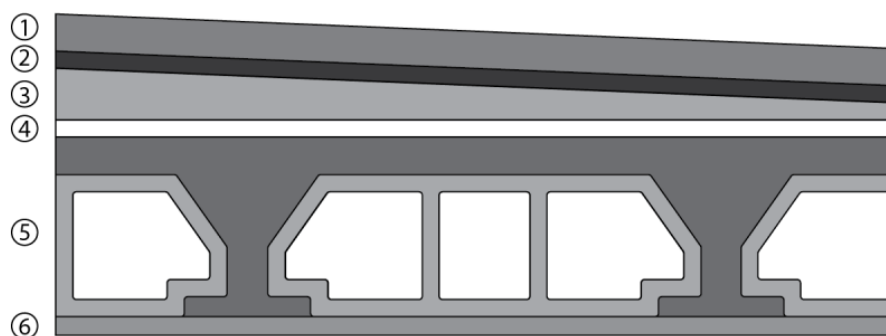


Figure II.11 Section transversale d'un plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

□ □ Charge permanente

1-Protection de gravillon (4 cm).....	0.04×2000=80 daN/m ²
2-Etanchéité multicouche (2 cm).....	12 daN/m ²
3-Forme de pente (h moy =9.5cm).....	0, 095×2200=209 daN/m ²
4-Isolation liège (4 cm).....	10 daN/m ²
5-Dalle en corps creux + dalle de compression (16+4).....	280 daN/m ²
6-Enduit en ciment (2 cm) (18 daN/m ² /cm)	36 daN/m ²

G = 627 daN/m²

Surcharge d'exploitation

Terrasse inaccessible **Q = 100 daN/m²**

II.2.2.2) Planchers étages courants :

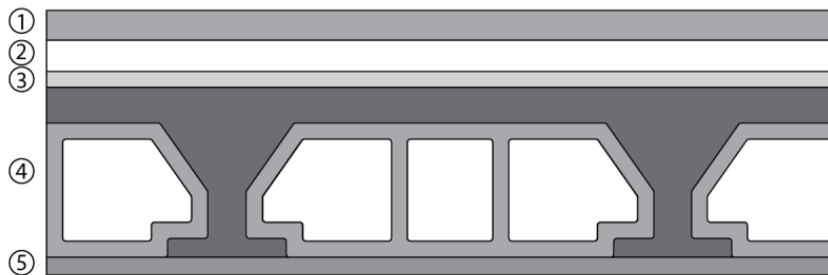


Figure II.12. Section transversal d'un plancher a corps creux d'étage courant

Charge Permanent

1-Carrelage +2- sable +3-mortier de pose.....	104 daN/m ²
4-Dalle en corps creux + dalle de compression (16+4).....	280 daN/m ²
5-Enduit en ciment (2 cm) (18 daN/m ² /cm)	36 daN/m ²
6- Cloison de séparation.....	75 daN/m ²

G = 495 daN/m²

Surcharge d'exploitation

Usage habitation..... **Q = 150 daN/m²**

Usage administrative **Q = 250 daN/m²**

II.2.2.3) Plancher dalle plein (sous-sol) :



Figure II.13. Section transversal d'un plancher a dalle pleine

Charge Permanent

1-Carrelage +2- sable +3-mortier de pose.....	104 daN/m ²
---	------------------------

- 4-Dalle pleine en béton armé (16 cm)..... $2500 \times 0.16 = 400 \text{ daN/m}^2$
- 5-Enduit en ciment (2 cm) ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm}$) 36 daN/m^2
- 6-Cloison de séparation..... 75 daN/m^2

G = 615 daN/m²

□ □ **Surcharge d'exploitation**

Usage zone de dépôt (Stockage)..... **Q = 350 daN/m²**

Tableur II.6 récapitulatif des charges et combinaisons des charges

Charge Etage	Destination	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	627	100
étage 2 ~étage9	Habitation	495	150
1er étage	Bureau	495	250
RDC	Commercial	495	500
Sous-sol	Parking	615	350

II.2.3) Mur

II.2.3.1) Mur extérieur

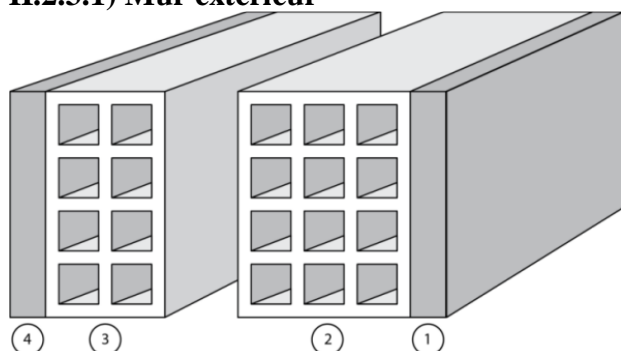


Figure. II.14. : coupe transversal du mur extérieur.

Descente de charge

- 1-Enduit extérieur (2cm) ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm}$)..... 36 daN/m^2
- 2-Brique creuses (15cm) 130 daN/m^2
- 3-Brique creuses (10cm) 90 daN/m^2
- 4-Enduit intérieur (2cm) ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm}$)..... 36 daN/m^2

G_m=292 daN/m²

II.2.3.2) Mur intérieur

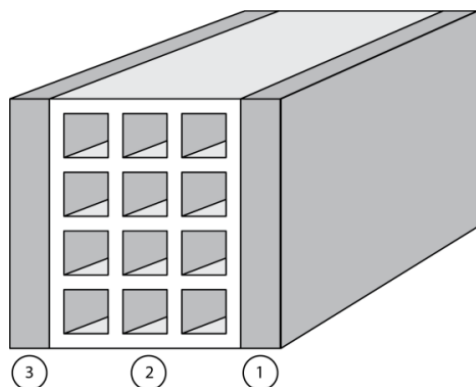


Figure II.15 Coupe transversale du mur intérieur

Enduit extérieur 2cm ($18\text{daN/m}^2/\text{cm}$)..... 36daN/m^2

Brique creuses (10cm) 90 daN/m^2

Enduit intérieur (2cm) ($18\text{daN/m}^2/\text{cm}$)..... 36 daN/m^2

$G_m=162\text{ daN/m}^2$

II.2.4) Balcon :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicité par :

- Son poids propre(G)
- La surcharge d'exploitation(Q)
- La charge due au poids du mur(P)

II.2.4.1) Descente de charges

Charge Permanent

1-Carrelage + sable +mortier de pose..... 104 daN/m^2

2-Dalle pleine en béton armé (14 cm)..... $2500 \times 0.14 = 350\text{ daN/m}^2$

3-Enduit en ciment (2 cm) (18 daN/m^2) 36 daN/m^2

$\bar{G}=490\text{daN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation

Les balcons pour locaux à usage d'habitation $Q=350\text{daN/m}^2$

Charge due au poids du mur

1-Enduit extérieur 2cm ($18\text{daN/m}^2/\text{cm}$)..... 36daN/m^2

2-Brique creuses (10cm) 130 daN/m^2

3-Enduit intérieur (2cm) ($18\text{daN/m}^2/\text{cm}$)..... 36 daN/m^2

$P=202\text{daN/m}^2$

CHAPITRE 03 :
ETUDE DES PLANCHERS

III) Etude de plancher

III.1) Introduction :

Les planchers sont des éléments structuraux porteurs qui déterminent les différents niveaux d'une construction.

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à a corps creux de (16+4) et de plancher en dalle pleine ayant 16 cm d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter pour les sections d'aciers longitudinaux et transversaux.

III.2) Calcul des planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué par deux éléments fondamentaux :

Elément résistants : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

Élément de remplissage : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton armée d'un treillis soudé garantissant une meilleure répartition des charges

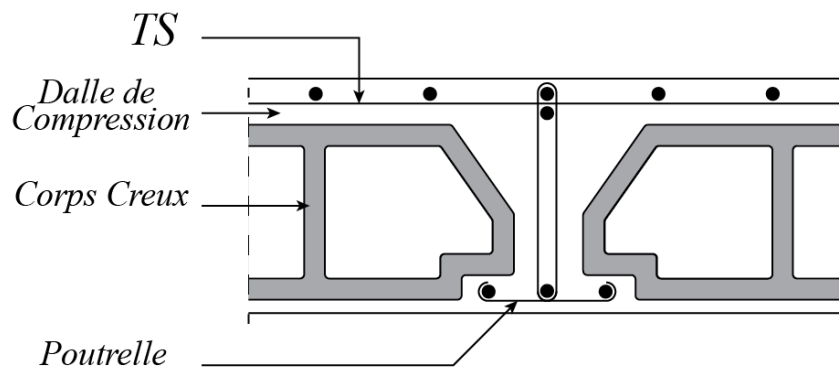


Figure III.1 : Section transversales d'un plancher à corps creux

Justification de choix des plancher à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus légère que les dalles pleines.
- Plus économique que les dalles pleines.
- Exécution simple et bonne isolation thermique et phonique.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La table de compression.

III.2.1) Prédimensionnement des poutrelles :

Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis).

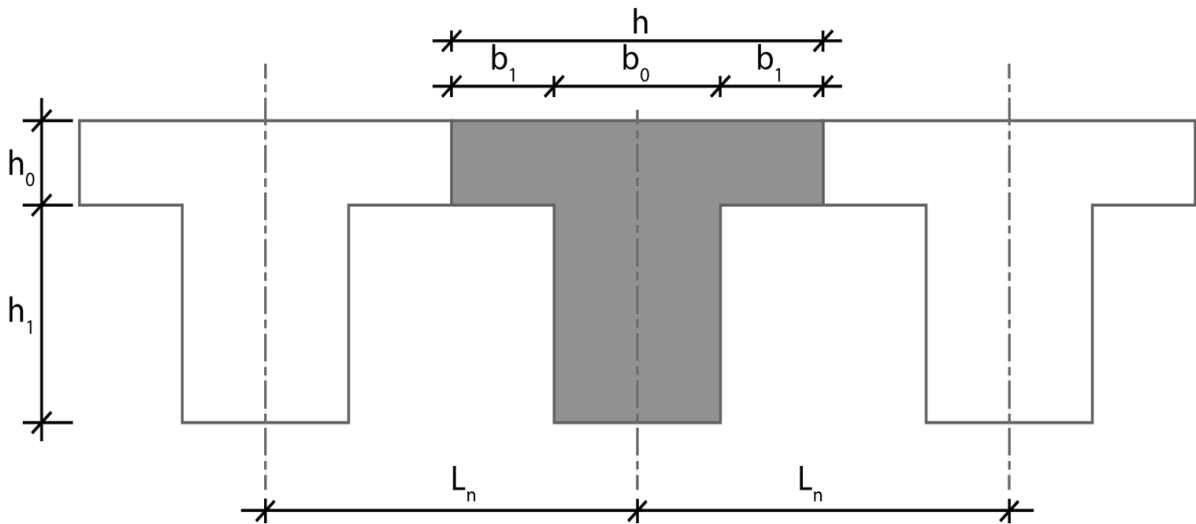


Figure III.2 Schéma des poutrelles.

$$ht = 20\text{cm}; h_1 = 16\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}$$

D'après BAEL91/A.4.1.3 ; on a :

$$b_1 \leq \frac{Ln - b_0}{2}; b_1 \leq \frac{L}{10}; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

Avec :

L_n : distance entre axes des nervures ($L_n = 60$)

DTR B.C.2.2

L : portées maximales entre nus d'appuis ($L=3.74\text{m}$) ;

h_0 : hauteur de la nervures ;

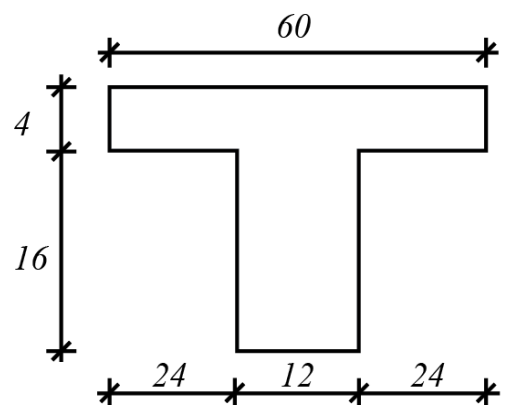


Figure III.3. Section de calcul

b_0 : épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

Donc :

$$24 \leq b_1 \leq 32; b_1 \leq 24\text{cm}; b_1 \leq 37.4\text{cm}$$

$$b_1 = \min(24; 32) = 24\text{cm}$$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$$

III.2.2) Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle compression se fera par respect de conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.23 du B.A.E.L91] [1]

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm ; il est armé d'un quadrillage de barre dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5/m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3/m) pour les armatures pat allèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si } Ln \leq 50\text{cm} \text{ alors } \Rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\text{Si } 50\text{cm} \leq Ln \leq 80\text{cm} \text{ alors } \Rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4Ln}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

Avec :

Ln : écartement entre des nervures en [cm] ;

f_e : limite d'élasticité en MPa ($f_e=400$ MPa) ;

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2/ml]

$A_{//}$: armatures pat allèles aux nervures en [cm^2/ml]

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a : $Ln = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq Ln \leq 80\text{cm}$

Donc :

$$50\text{cm} \leq Ln = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \text{ alors } \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4Ln}{f_e} = \frac{4 * 60}{400} = 0.6\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc : le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 6$ (200X200) mm^2

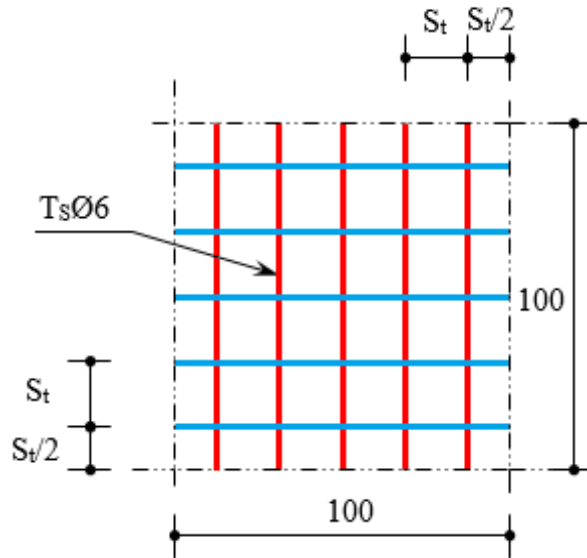


FIG III.4 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.2.3) Types de poutrelles :

On distingue un seul type de poutrelles

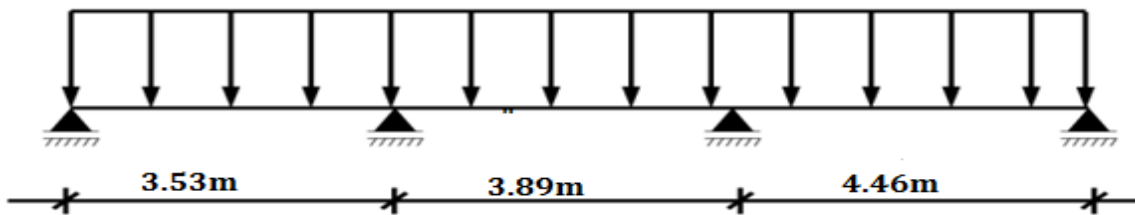


Figure III.5 : Schémas statique des poutrelles

Evaluation de la charge :

ELU :

$$(Q_u = 1.35G + 1.5Q) \times b$$

ELS :

$$(Q_{ser} = G + Q) \times b$$

Tableau III.1 : évaluation des charges

Type de plancher	b[m]	G[KN/m ²]	Q[KN/m ²]	Q _u [KN/m]	Q _{ser} [KN/m]
Terrasse	0.6	6.27	1	5.98	4.36
Etage courant	0.6	4.95	1.5	5.36	3.87
Service	0.6	4.95	2.5	6.26	4.47

Selon l'article B.6.2.2 BAEL91 révisées 99 [1] Il y'a deux méthodes pour calculer les poutrelles :

Méthode forfaitaire : annexe E.1 BAEL91 révisées 99[1]

Méthode Caquot : annexe E.2BAEL91 révisées 99[1]

➤ **Méthode forfaitaire :**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

A) Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire :

$$Q \leq \max(2G; 5) \text{ KN/m}^2$$

B) La fissuration est peu préjudiciable.

C) Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.

D) Les poutres successives vérifient : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

A) Pour la terrasse :

$$Q = 1\text{KN/m}^2 \leq \max(2G; 5) = \max(12.54; 5) = 12.54\text{KN/m}^2$$

Pour ETC :

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \max(2G; 5) = \max(9.9; 5) = 9.9\text{KN/m}^2$$

Pour Service :

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2 \leq \max(2G; 5) = \max(9.9; 5) = 9.9\text{KN/m}^2$$

B) Fissuration est peu préjudiciable.

C) Les moments d'inertie sont constants.

$$D) 0.8 \leq \frac{3.53}{3.74} = 0.94 \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{3.74}{3.89} = 0.96 \leq 1.25$$

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable.

Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression (poutre simplement appuyée) (voir fig III.4.a) ;

M_w et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée ;

M_t : le moment maximum en travée;

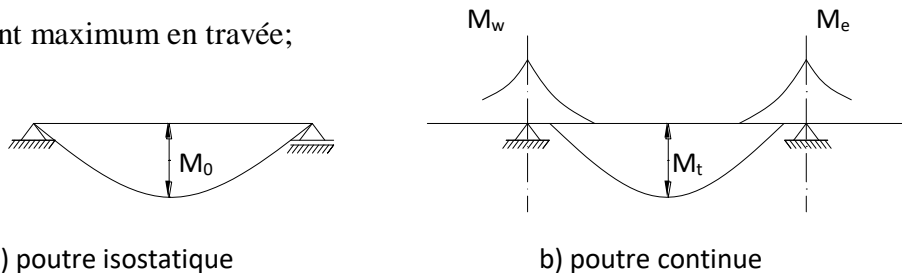


Fig.III.6. Définition des moments

Moments en travées : M_t

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.35M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0 \rightarrow$ pour semi encastrement ;

$M_{ar} = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement ;

Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (fig III.5)

$M_{ai} = -0.6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées.

$M_{ai} = -0.5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_{ai} = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

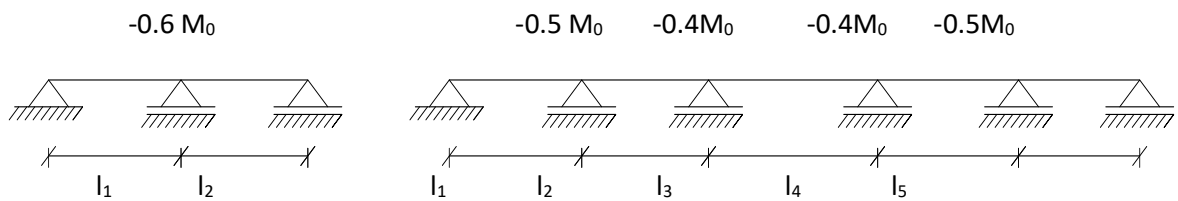


Fig.III.7. Moments sur appuis intermédiaires.

Après application de la méthode, les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau III.2 *Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants agissant sur les planchers des différents niveaux.*

	Type	ELS [KN.m]		ELU [KN.m]		T[KN]
		Travée	Appuis	Travée	Appuis	
Service	Type1	6.764	-4.228	9.472	-5.920	13.088
ETC	Type 1	5.490	-3.660	7.603	-5.069	11.210
Terrasse	Type 1	5.776	-4.125	7.916	-5.654	12.500

On remarque que les résultats les plus défavorables sont ceux de l'étage service, le calcul des armatures se fera en tenant compte de ces résultats-là.

Tableau III.3. Moments fléchissant en Appuis et en Travée et des Efforts tranchants

Travées	Points	Moment en Appuis [Kg.ml]		Moment en Travée [Kg.ml]		Effort Tranchant [Kg]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
A-B	A	-236,798	-169,101	947,194	676,405	1004,18
	B	-591,996	-422,753			-1205,42
B-C	C	-591,996	-422,753	769,595	549,579	1170,53
	D	-236,798	-169,101			-1170,53
C-D	D	-236,798	-169,101	947,194	676,405	1308,78

Calcul des armatures :

Calcul des armatures longitudinales :

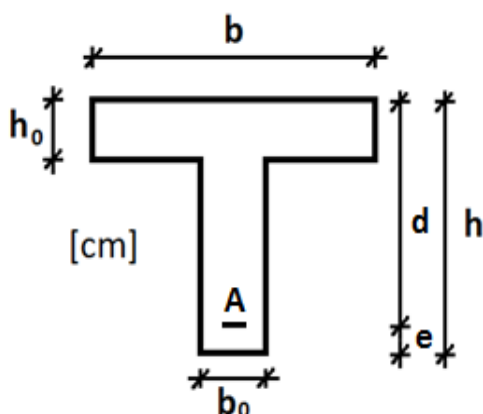


Fig III.8 Section de Calcul.

Tableau.III.4 : Dimension de la section de calcul.

Dimension [cm]	
<i>b</i>	60,00
<i>h</i>	20,00
<i>b₀</i>	12,00
<i>h₀</i>	4,00
<i>d</i>	18,00
<i>e</i>	2,00

A) En travée :**ELU :**

$$Mu_{max} = 947.1938 \text{Kg.m} = 9471.938 \text{N.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$M_T = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 43520 \text{N.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 & \text{pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0.85 \cdot 20}{1.5} = 11.33 \text{MPa}$$

$$Mu_{max} = 9471.938 \text{N.m} < M_t = 43520 \text{N.m}$$

=> la zone comprimée se trouve dans la table et le calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{Mu_{travée}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = 0.043 < \mu_l = 0.392 (\text{acier } f_{eE400})$$

Donc (A') n'existe pas et $A' \neq 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_L$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{Mu_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.55 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.22 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.55 \text{cm}^2$$

Choix : 3T10=2.36cm²**ELS :**

$$M_{ser\ max} = 676.40487 \text{Kg.m} = 6764.0487 \text{N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \end{array} \right. \implies \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = 1.40$$

$$\alpha = 0.055 < 0.40 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ } \longrightarrow **Les Armatures calculées à L'ELU sont retenues**
 fissuration peu nuisible }
 une vérification pour σ_s

Vérification des contraintes :

$$D = \frac{(b - b_0) * h_0 * 15A}{b_0} = 18.95cm$$

$$E = \frac{(b - b_0) * h_0^2 + 30 * A * d}{b_0} = 170.2cm^2$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.06cm$$

$$I = \frac{b * Y1^3 - (b - b_0)(Y1 - b_0)^3}{3} + 15A(d - Y1)^2 = 8217.52cm^4$$

$$K = Mser \frac{max}{I} = 0.82$$

$$\sigma_b = K * Y1 = 3.34MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 12MPa$$

B) En appuis :

ELU :

$$Mu_{max} = -591.99612Kg.m = -5919.96125N.m$$

\Rightarrow la table se trouve dans la zone tendue,

le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimensions ($b_0 * h$)

$$\mu = \frac{Mu_{travée}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_b} = 0.134 < \mu_l = 0.392(\text{acier } f_{eE400})$$

Donc (A') n'existe pas et $A' \neq \emptyset$; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.181$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.928$$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_{umax}}{\beta * d * \sigma_s} = 1.02cm^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.02 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T12=1.13cm²

ELS :

$$M_{ser \max} = -422.75304 \text{ Kg.m} = -4227.53044 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \end{array} \right. \implies \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40$$

$$\alpha = 0.181 < 0.40 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ } \longrightarrow **Les Armatures calculées à L'ELU sont retenues**
 (une vérification pour σ_s)

Calcul des armatures transversales :

$$T_{u \max} = 1308.783206 \text{ KG} = 13087.83206 \text{ N}$$

I. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{on doit vérifier que : } T_u^{\max} \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.267 * a * b_0 * f_{c28} = 103809.6 \text{ N}$$

$$T_{u \max} = 13087.83206 \text{ N} \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28} = 103809.6 \text{ N}$$

\implies l'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

II. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

$$\text{on doit vérifier que : } A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = 0.38 \text{ cm}^2$$

\implies il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_t

III. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{on a : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\left(\frac{0.2fc28}{\gamma b}\right); 4MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.61MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

\Rightarrow les armatures transversales sont perpendiculaire a la ligne moyenne
: $\alpha = 90^\circ$

IV. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi t = \min\left(\left(\frac{h}{35}\right); \left(\frac{b_0}{10}\right); \phi 10mm\right) = 0.57cm = 0.6cm = 6mm$$

On prend $\phi t = 6mm$ de nuance FeE235 $\Rightarrow 2T6: A_t = 0.57cm^2$

V. Espacement des armatures transversales δt :

$$\begin{cases} K = 1(\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90 \end{cases}$$

$$\delta t_1 = \min(0.9d; 40cm) = 16.2cm$$

$$\delta t_2 \leq \frac{A_t * f_e}{0.4b_0 * \sin\alpha} = 27.91cm$$

$$\delta t_3 = \frac{A_t * 0.8f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3ft28)} = 135.47cm$$

Conclusion : $\delta t \leq \min(\delta t_1; \delta t_2; \delta t_3) = 16.2cm \Rightarrow$ on adopte $\delta t * 15cm$

Vérification de la flèche :

$$M_0 = qu * \frac{l^2}{8} = 1183.9922Kg.m = 11839.922N.m$$

$$1. \frac{ht}{l} = 0.0514 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifié}$$

$$2. \frac{ht}{l} = 0.0514 < \frac{1}{10} * \frac{Mt}{M_0} = 0.0800 \Rightarrow \text{condition non vérifié}$$

$$3. \text{Au travée } \frac{\text{choisi}}{b_0 * d} = 0.0109 > \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition non vérifié}$$

Remarque

- \hookrightarrow Si toutes les conditions sont vérifiées, alors on n'aura pas besoin du calcul de la flèche.
- \hookrightarrow Si l'une des conditions n'est pas vérifiée, alors on a besoin du calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

J : la charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$J = (G - G_{\text{cloisons}}) * b = 252Kg.m = 2520.m; M_{o_j} = J \times \frac{l^2}{2} = 4766.6115N.m$$

g : la charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$g = G * b = 297Kg.m = 2970.m; M_{o_g} = g \times \frac{l^2}{2} = 5617.79213N.m$$

p : la charge totale.

$$p = (G + Q) * b = 477Kg.m = 4770.m ; M_{op} = p \times l^2 / 2 = 8455.06088N.m$$

Calcul des moments M_j ; M_g et M_p :

$$M_j = 0.80 * M_{oj} = 3813.2892N.m$$

$$M_g = 0.80 * M_{og} = 4494.2337N.m$$

$$M_p = 0.80 * M_{op} = 6764.0487N.m$$

Moment d'inertie de la section I_0 :

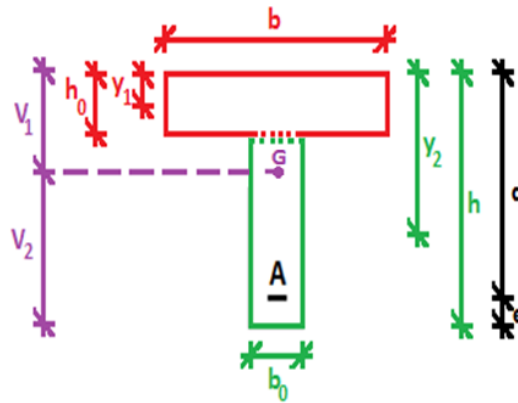


FIG.III.9 : Section de calcul du moment d'inertie.

$$V_1 = \frac{b \times h^0 \times y_1 + b^0 \times (h - h^0) \cdot y_2 + 15 \cdot A \cdot d}{b \times h^0 + b^0 \times (h - h^0) + 15 \cdot A} = 7.32cm$$

$$\text{Avec : } y_1 = \frac{h_0}{2} = 2cm$$

$$y_2 = \left(\frac{h - h_0}{2} \right) + h_0 = 12cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.68cm$$

$$I_0 = \frac{(b \cdot V_1^3) - (b - b^0)(V_1 - h^0)^3}{3} + \frac{b^0 V_2^3}{3} + 15 \cdot A(d - V_1)^2 = 19451.646cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b^0 d} = 0.0109$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 1.8MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b^0}{b}\right) \rho} = 3.1682, \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.2673$$

$$\rho_1 = 100\rho = 1,093 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,8559$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 104,9 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 0,5066$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 123,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 0,5626$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 186 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s^p + f_{t28}} = 0,6828$$

Tableau.III.5 : Dimension de la section de calcul moment d'inertie.

Dimension [cm]	
<i>b</i>	60,00
<i>h₀</i>	4,00
<i>y₁</i>	2,00
<i>b₀</i>	12,00
<i>h</i>	20,00
<i>y₂</i>	12,00
<i>A</i>	2,36
<i>d</i>	18,00
<i>V₁</i>	7,32
<i>V₂</i>	12,68

Modules de déformation longitudinaux :

a) *Module de déformation instantanée :*

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29859 \text{ MPa}$$

b) *Module de déformation différée :*

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043 \text{ MPa}$$

Calcul des différentes flèches :

a) Calcul de $f_{j,i}$:

$$If_{j,i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 7467.47558cm^4$$

$$f_{j,i} = \frac{M_j \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{j,i}} = 0.26cm$$

b) Calcul de $f_{g,i}$:

$$If_{g,i} = \frac{I^0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 6990.66125cm^4$$

$$f_{g,i} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{g,i}} = 0.33cm$$

c) Calcul de $f_{g,v}$:

$$If_{g,v} = \frac{I^0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 11355.2602cm^4$$

$$f_{g,v} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{g,v}} = 0.6cm$$

d) Calcul de $f_{p,i}$:

$$If_{p,i} = \frac{I^0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 6149.30937cm^4$$

$$f_{p,i} = \frac{M_p \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{p,i}} = 0.56cm$$

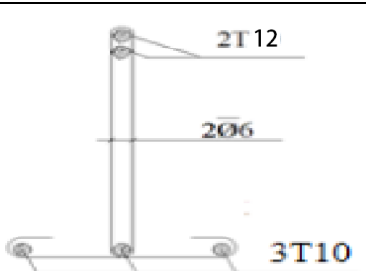
Flèche totale : $\Delta f_t = (f_{g,v} - f_{j,i}) + (f_{p,i} - f_{g,i}) = 0.57cm$

Flèche maximale : $L = 3.89m \leq 5m \rightarrow \Delta f_{t_{max}} = \frac{l}{500} = 0.78cm$

Conclusion :

$\Delta f_t = 0.57cm < \Delta f_{t_{max}} = 0.78cm \Rightarrow$ la flèche est vérifié

Tableau III.6 Ferrailage de la poutrelle

Planchers	At Calculé		At Choisi		Disposition des armatures
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	
Terrasse	3T10=2.36cm ²	1T12=1.13cm ²	3T10=2.36cm ²	1T12=1.13cm ²	
ETC (2~8)	3T10=2.36cm ²	1T12=1.13cm ²			
ETC (1)	3T10=2.36cm ²	1T12=1.13cm ²			

Detail de la poutrelle Ech : 1/5

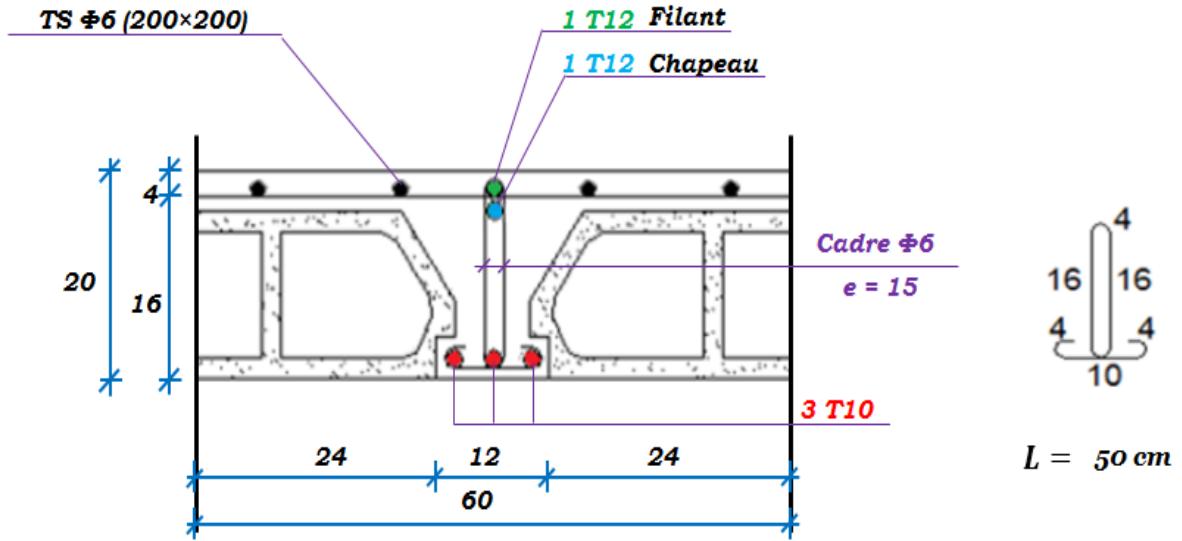


FIG III.10. Schéma de Ferrailage de la poutrelle

III.3) Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions (x et L_y) ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d , dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyée sur le contour).

III.3.1) Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens (**Fig. a**).

Pour $0.4 < \rho < 1$; la dalle porte suivant deux directions (**Fig. b**).

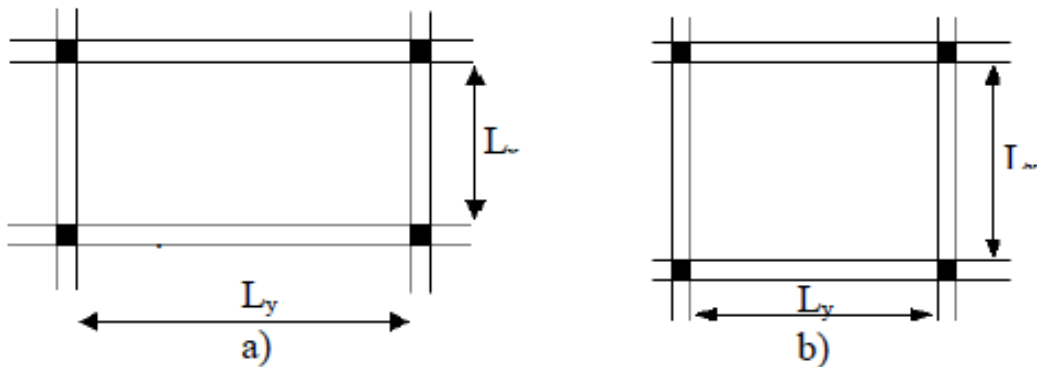


Figure : III.11 : dimensions d'un panneau

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre. II**)

=> le calcul se fait en flexion simple.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

BAEL91 [1]

$$\varnothing_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{16}{10} = 1.6cm = 16mm$$

On prendra $\varnothing = 16mm$

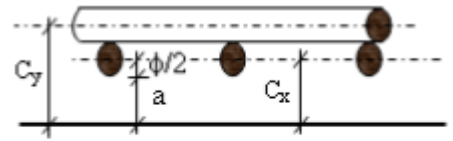


Fig.III.12: Enrobage

Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible => $a = 1$ cm.

$$\begin{cases} Cx = a + \frac{\varnothing}{2} \\ Cy = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Cx = 10 + \frac{16}{2} = 18mm \\ Cy = 10 + 16 + \frac{16}{2} = 34mm \end{cases}$$

Hauteurs utiles :

$$dx = hd - Cx = 16 - 1.8 = 14.2cm$$

$$dy = hd - Cy = 16 - 3.4 = 12.6cm$$

$$Lx = 5.69 m$$

$$Ly = 4.46 m$$

$$\rho = \frac{446}{569} = 0.78 \Rightarrow 0.4 < \rho = 0.78 < 1 \Rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

III.3.2) Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G = 6.15KN/m^2 \quad Q = 5KN/m^2$$

Combinaisons fondamentales :

- ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q$$

$$qu = (1.35 * 6.15) + (1.5 * 5) = 8.30 + 7.5 = 15.80KN/m^2$$
 Pour une bande de 1m :

$$qu = 15.80 * 1.00 = 15.80KN/ml$$
- ELS :

$$qser = G + Q$$

$$qser = 6.15 + 5 = 11.15KN/m^2$$
 Pour une bande de 1m :

$$qser = 11.15 * 1.00 = 11.15KN/ml$$

Calcul des sollicitations :

- ELU :

$$\begin{cases} Mux = \mu_{ux} * qu * lx^2 & \text{suivant la direction } Lx \\ MUY = \mu_{uy} * Mux & \text{suivant la direction } Ly \end{cases}$$

- ELS :

$$\begin{cases} M_{ser\ x} = \mu_{ser\ x} * q_u * l_x^2 \text{ suivant la direction } L_x \\ M_{ser\ y} = \mu_{ser\ y} * M_{ser\ x} \text{ suivant la direction } L_y \end{cases}$$
 Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \vartheta)$

Coefficient de poisson :

- $$\begin{cases} \vartheta = 0 \Rightarrow \text{ELU béton fissuré} \\ \vartheta = 0.2 \Rightarrow \text{ELS béton non fissuré} \end{cases}$$

□ □ Mode d'encastrement :

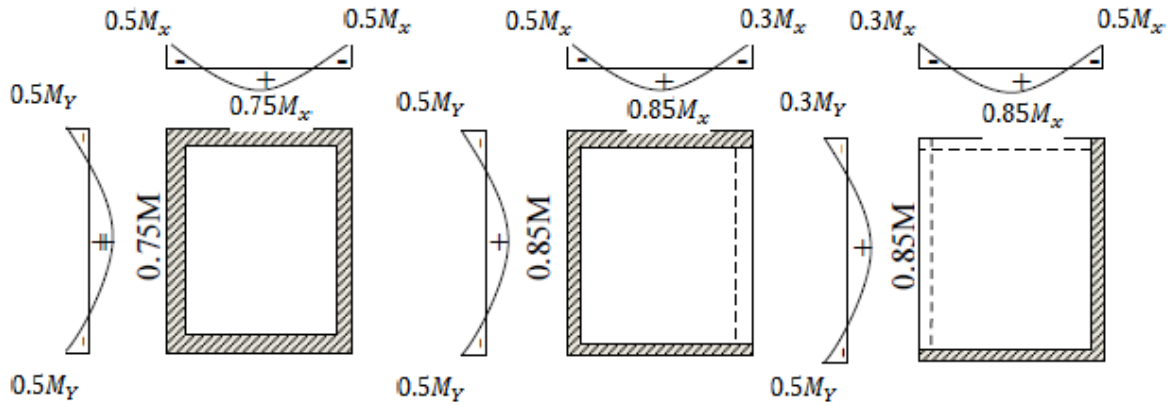


Figure III.13 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec

diagramme des moments fléchissant

Type 1 :

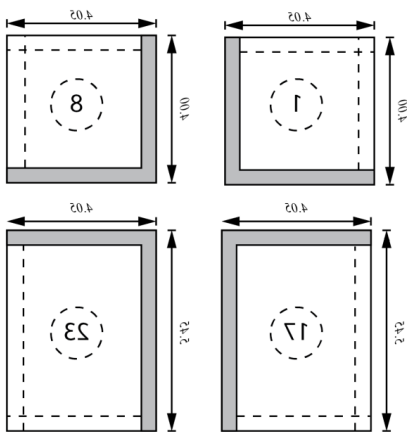


Figure III.14 Panneau de rive dont deux appuis

Type 2 :

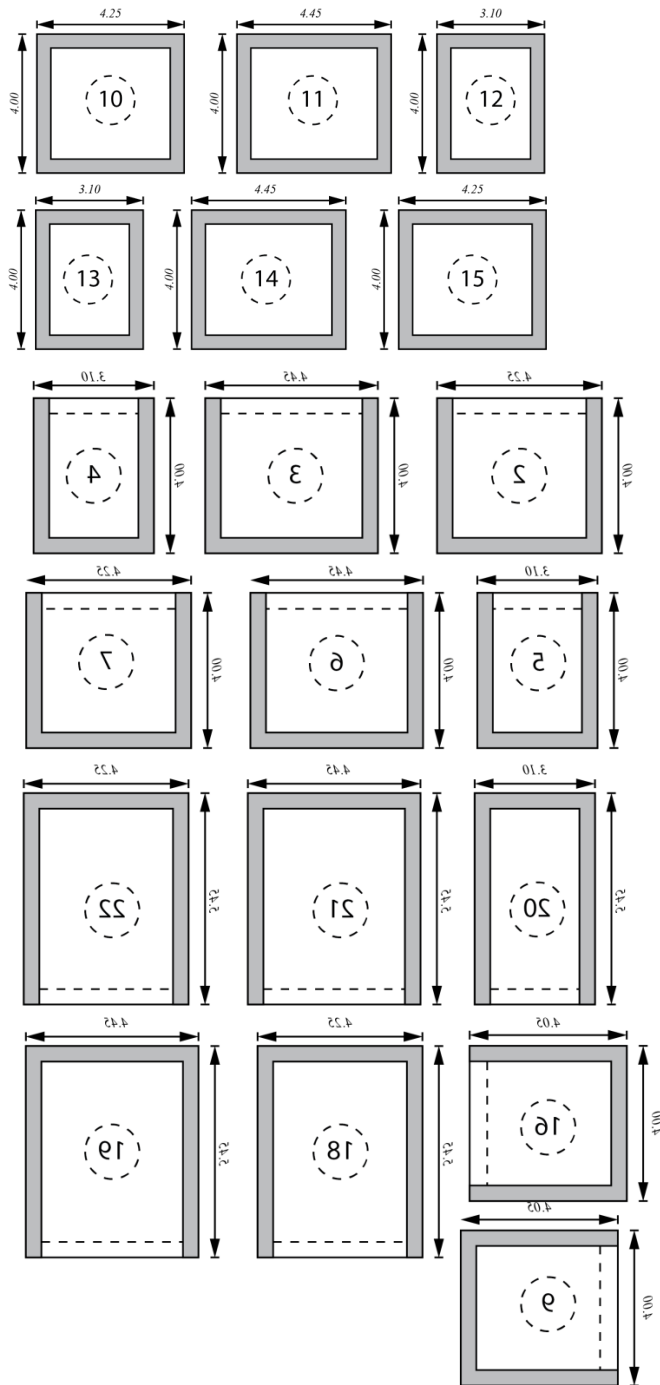


Figure III.15 Panneau continu au-delà de ses appuis

Type 3 : Panneau de rive dont seul appuis assure un encastrement partiel.

III.3.3) Calcul des moments fléchissant :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : tableau récapitulatif des moments fléchissant

p a n	Elu [daN.m]													Els [daN.m]										
	lx	Ly	Lx/ly	Ux	Uy	Mx	Mxag	Mxad	Mtx	My	Myag	Myad	mtx	Ux	Uy	Mx	Mxag	Mxad	Mtx	My	Myag	Myad	mtx	
1	3.53	3.60	0.98	0.0385	0.956	758.00	227.4	379	644.3	724.65	217.40	362.33	615.95	0.0459	0.970	637.73	191.32	318.87	542.07	618.60	185.58	309.3	525.81	
2	3.53	4.07	0.87	0.0488	0.721	960.79	480.40	480.40	816.67	692.73	207.82	346.37	588.82	0.0559	0.804	776.67	388.34	388.34	660.17	624.44	187.33	12.22	530.77	
3	3.53	5.69	0.62	0.0785	0.330	1545.53	772.77	772.77	1313.70	468.30	140.49	234.15	398.06	0.0837	0.497	1162.92	581.46	581.46	988.48	577.97	173.39	288.99	491.28	
4	3.53	4.19	0.84	0.0520	0.667	1023.79	511.90	511.90	870.22	682.87	204.86	341.44	580.44	0.0589	0.764	818.35	409.18	409.18	695.60	625.22	187.57	312.61	531.44	
5	3.53	3.96	0.89	0.0468	0.759	921.41	460.71	276.42	783.20	699.35	209.81	349.68	594.45	0.0539	0.832	491.71	245.86	147.51	417.95	409.13	122.73	204.55	347.74	
6	3.60	3.74	0.96	0.0404	0.911	821.12	246.34	410.56	697.95	748.8	374.02	374.02	635.83	0.0475	0.939	686.4	205.9	343.20	583.44	644.57	322.27	322.27	547.85	

				1						04						0	2			3			
7	3.7 4	4.0 7	0.9 2	0.0 43 8	0.8 19	968.00	484.0 0	484 .00	726	79 2. 79	396. 40	396. 40	594 .59	0.05 10	0.87 5	79 5.4 1	39 7.7 1	397 .71	596. 56	69 5.9 8	347.9 9	347.9 9	521. 99
8	3.7 4	5.6 9	0.6 6	0.0 73 3	0.3 82	1619.9 6	809.9 8	809 .98	121 4.97	61 8. 82	309. 41	309. 41	464 .12	0.07 89	0.54 1	12 54. 21	62 7.1 1	627 .11	940. 66	67 8.5 3	339.2 7	339.2 7	508. 90
9	3.7 4	4.1 9	0.8 9	0.0 46 8	0.7 59	1034.3 0	517.1 5	517 .15	775. 73	78 5. 03	392. 52	392. 52	588 .77	0.05 39	0.83 2	84 0.6 3	42 0.3 2	420 .32	630. 47	69 9.4 0	349.7	349.7	524. 55
1 0	3.7 4	3.9 6	0.9 4	0.0 41 9	0.8 64	926.01	463.0 1	277 .80	787. 11	80 0. 07	400. 04	400. 04	680 .06	0.04 91	0.90 6	76 5.7 7	38 2.8 9	229 ..73	650. 91	69 3.7 9	346.9 0	346.9 0	589. 72
1 1	3.6 0	3.8 9	0.9 3	0.0 42 8	0.8 41	876.41	262.9 2	438 .21	744. 95	73 7. 06	368. 53	368. 53	626 .50	0.05 00	0.89 1	72 2.5 2	21 6.7 6	361 .26	614. 14	64 3.7 7	321.8 9	321.8 9	547. 21
1 2	3.8 9	4.0 7	0.9 6	0.0 40 1	0.9 11	918.64	459.3 2	459 .32	688. 98	83 6. 88	418. 44	418. 44	627 .66	0.04 75	0.93 9	80 1.4 3	40 0.7 2	400 .72	601. 07	75 2.5 4	376.2 7	376.2 7	564. 41
1 3	3.8 9	5.6 9	0.6 8	0.0 70 7	0.4 08	1690.3 5	845.1 8	845 .18	126 7.76	68 9. 66	344. 83	344. 83	517 .25	0.07 66	0.56 3	12 92. 42	64 6.2 1	646 .21	969. 32	72 7.6 3	363.8 2	363.8 2	545. 72
1 4	3.8 9	4.1 9	0.9 3	0.0 42 8	0.8 41	1023.2 9	511.6 5	511 .65	767. 47	86 0. 59	430. 30	430. 30	645 .44	0.05 00	0.89 1	84 3.6 2	42 1.8 1	421 .81	632. 72	75 1.6 7	375.8 4	375.8 4	563. 75
1 5	3.8 9	3.9 6	0.9 8	0.0 38	0.9 56	920.49	460.2 5	276 .15	782. 42	87 9.	440. 00	440. 00	747 .99	0.04 59	0.97 0	77 4.4	38 7.2	232 .33	658. 27	75 1.2	375.6 1	375.6 1	638. 53

				5						99						4	2			1			
16	3.60	4.46	0.81	0.053	0.613	132.37	661.19	661.19	112.52	694.14	347.21	208.32	590.25	0.0621	0.723	897.37	448.69	448.69	762.77	648.80	324.40	194.64	551.48
17	4.07	4.46	0.91	0.0448	0.798	1172.53	586.27	586.27	996.65	935.68	467.84	280.70	795.33	0.0519	0.861	958.59	479.30	479.30	814.80	825.35	412.68	247.61	701.55
18	4.46	5.69	0.78	0.0587	0.559	1844.87	922.44	922.44	1568.14	1031.28	515.64	309.38	876.59	0.0652	0.683	1446.08	723.04	723.04	1229.17	987.76	493.88	296.33	839.60
19	4.19	4.46	0.94	0.0419	0.864	1162.25	581.13	581.13	987.91	1004.8	502.09	301.25	853.55	0.0491	0.906	961.14	480.57	480.57	816.97	870.79	435.40	261.24	470.17
20	3.96	4.46	0.88	0.0478	0.740	1184.34	592.17	355.30	1006.69	876.41	438.21	262.83	744.69	0.0549	0.818	959.93	287.98	287.98	815.94	785.22	392.61	235.57	667.44

III.3.3) Calcul des moments fléchissant :**Tableau III.8 : tableau récapitulatif des sollicitations maximales.**

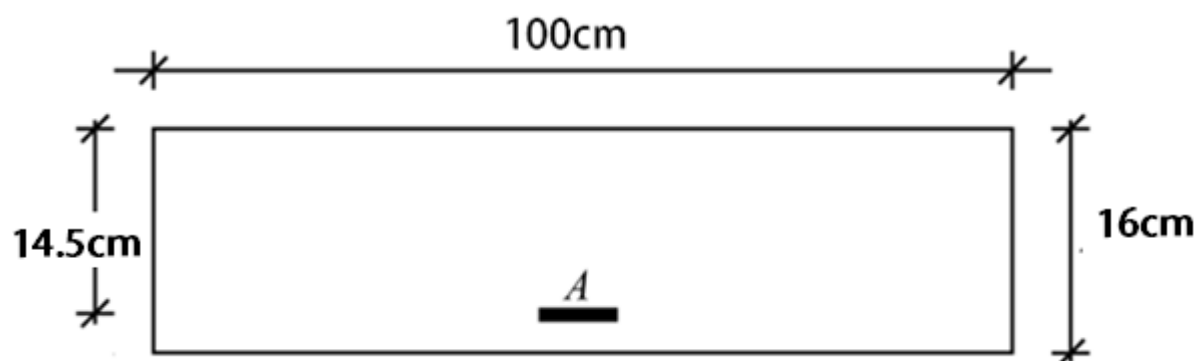
Moment fléchissant	ELU		ELS	
	XX	YY	XX	YY
Mt	1568.14	876.59	1229.17	839.60
Ma	922.44	515.64	723.04	493.88

III.3.4) Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

D'après le tableau ci-dessus, on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du sous-sol (plancher bas) ;

□ □ Sens X-X :

A) En travée :

**Figure VII .17 : section de calcul x-x**

□ □ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{tx}^u = 1568.14 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{15681.4}{11.33 * 100 * 14.5^2} = 0.07$$

$$\mu = 0.07 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.091$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.964$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{15681.4}{348 * 0.964 * 14.5} = 3.22 \text{ cm}^2$$

- Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28cm^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.28cm^2; 3.22cm^2) = 3.22cm^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

$$L'encastrement des armatures : \delta \leq \min(3hd ; 33cm) = (48; 33) = 33cm$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \Rightarrow A=3.39cm^2 \text{ (esp=33cm)}$$

□ □ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M^{ser}_{tx} = 1229.17 daN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{1568.14}{1229.17} = 1.28$$

$$\alpha = 0.091 < 0.34 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

B) En appuis :

□ □ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M^u_{ax} = 922.44 daN.m$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{9224.4}{11.33 * 100 * 14.5^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_{ab} = 0.392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.050$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.980$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{9224.4}{348 * 0.980 * 14.5} = 1.87cm^2$$

- **Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28cm^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.28cm^2; 1.87cm^2) = 1.87cm^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

$$L'encastrement des armatures : \delta \leq \min(3hd ; 33cm) = 33cm$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \Rightarrow A=3.39cm^2 \text{ (esp}=33cm)$$

□□ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ax}^{ser} = 723.04 daN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ FeE400 \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{922.44}{723.04} = 1.28$$

$$\alpha = 0.050 < 0.34 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

□□ **Sens Y-Y :**

A) **En travée :**

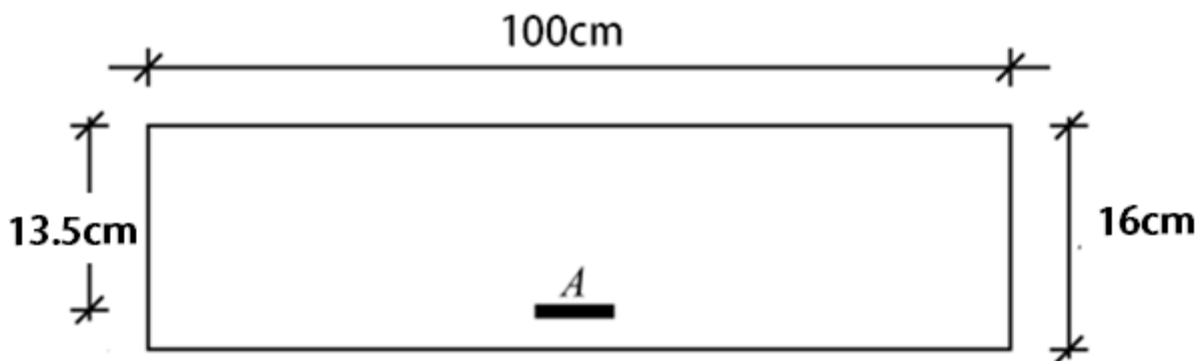


Figure VII .18 : section de calcul y-y

□□ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ty}^u = 876.59 daN.m$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{8765.9}{11.33 * 100 * 13.5^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.0043 < \mu_{ab} = 0.392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{8765.9}{348 * 0.978 * 13.5} = 1.91\text{cm}^2$$

- **Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.28\text{cm}^2; 1.91\text{cm}^2) = 1.91\text{cm}^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

L'encastrement des armatures : $\delta \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- **Choix des armatures :**

3T12 $\Rightarrow A=3.39\text{cm}^2$ (esp=33cm)

□□ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M^{\text{ser}}_{ty} = 839.60\text{daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{876.59}{839.60} = 1.04$$

$$\alpha = 0.055 < 0.22 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

B) En appuis :

□□ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M^u_{ay} = 515.64\text{daN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{5156.4}{11.33 * 100 * 13.5^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_{ab} = 0.392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{5156.4}{348 * 0.987 * 13.5} = 1.11\text{cm}^2$$

- **Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.28\text{cm}^2; 1.11\text{cm}^2) = 1.28\text{cm}^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

L'encastrement des armatures : $\delta \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- **Choix des armatures :**

3T12 $\Rightarrow A = 3.39\text{cm}^2$ (esp=33cm)

□ □ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 493.88\text{daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{515.64}{493.88} = 1.04$$

$$\alpha = 0.032 < 0.22 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

III.3.5) Vérification des contraintes de cisaillement :

Tu max ?

Le panneau le plus sollicité est le panneau (18) :

$$T_{ux}^u = 3523.4\text{daN}$$

$$T^u_y = 4495.1 \text{ daN}$$

$$T^U_{max} = \max(T^u_x; T^u_y) = \max(3523.4; 4495.1) = 4495.1 \text{ daN}$$

Calcul de τ_u :

$$\tau_u = \frac{T^u_{max}}{b * d} = \frac{44951}{100 * 14.5 * 100} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = 0.7 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.93 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \tau_u' = 0.93 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6) Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : B.7.5BAEL 91[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{hd}{l_x} >? \frac{M_t}{20 * M_x} \\ \rho = \frac{A}{b * d} <? \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

On va faire la vérification pour le panneau le plus défavorable (18)

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \Rightarrow \frac{0.16}{4.46} = 0.036 < \frac{1568.14}{20 * 1844.87} = 0.043 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

\Rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{tmax}$$

Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = G * 1 = 615 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = G - 75 = 540 \text{ daN/ml}$$

P : charge totale ($p = G+Q$) :

$$p = G + Q = (615 + 500) * 1 = 1115 \text{ daN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M^{ser}_{ig} = 0.85 * \mu_x * g * l_x^2 = 0.85 * 0.0652 * 615 * 4.46^2 = 677.97 \text{ daN.m}$$

$$M^{ser}_{ij} = 0.85 * \mu_x * j * l_x^2 = 0.85 * 0.0652 * 540 * 4.46^2 = 595.29 \text{ daN.m}$$

$$M^{ser}_{ip} = 0.85 * \mu_x * p * l_x^2 = 0.85 * 0.0652 * 1115 * 4.46^2 = 1229.17 \text{ daN.m}$$

Modules de déformation longitudinaux :

e) Module de déformation instantanée :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29859 \text{ MPa}$$

f) Module de déformation différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité :

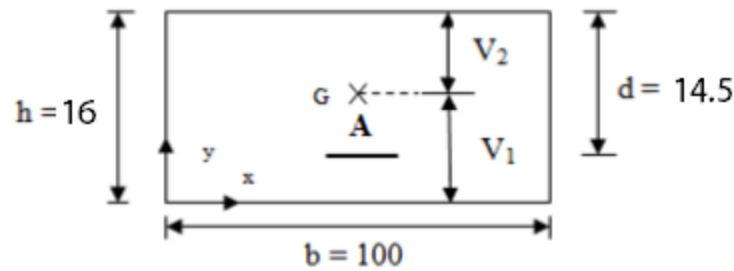


Figure III.19 : Coordonnées du centre de gravité.

$$V1 = \frac{\sum AiYi}{\sum Ai}$$

$$V1 = \frac{(100 * 16 * 8) + (15 * 3.39 * 14.5)}{(100 * 16) + (15 * 3.39)} = 8.20cm$$

$$V2 = h - V1 = 16 - 8.20 = 7.80cm$$

$$I0 = \frac{b * v1^3}{3} + \frac{b * v2^3}{3} + n * A * (d - v1^2)$$

$$I0 = \frac{100 * 8.20^3}{3} + \frac{100 * 7.80^3}{3} + 15 * 3.39 * (14.5 - 8.20^2)$$

$$I0 = 31515.5cm^4$$

Calcul des contraintes dans les aciers suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{Ml^s}{A * \beta1 * d}$$

$$\rho1 = 100 * \rho = 100 * \frac{A}{b0 * d} = 100 * \frac{3.39}{100 * 14.5} = 0.234 \Rightarrow \beta1 = 0.922$$

$$\sigma^{gs} = \frac{M^gt}{A * \beta1 * d} = \frac{677.97 * 10}{3.39 * 0.922 * 14.5} = 149.59 MPa$$

$$\sigma^{js} = \frac{M^jt}{A * \beta1 * d} = \frac{595.29 * 10}{3.39 * 0.922 * 14.5} = 131.35 MPa$$

$$\sigma^{ps} = \frac{M^pt}{A * \beta1 * d} = \frac{1229.17 * 10}{3.39 * 0.922 * 14.5} = 271.22 MPa$$

Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * ft28}{4 * \rho * \sigma_s + ft28} \text{ avec } ft28 = 1.8MPa$$

$$\mu^g = 1 - \frac{1.75 * ft28}{4 * \rho * \sigma^{gs} + ft28} = 1 - \frac{1.75 * 1.8}{4 * 0.00234 * 149.59 + 1.8} = 0.98$$

$$\mu^j = 1 - \frac{1.75 * ft28}{4 * \rho * \sigma^{js} + ft28} = 1 - \frac{1.75 * 1.8}{4 * 0.00234 * 131.35 + 1.8} = 1.04$$

$$\mu^p = 1 - \frac{1.75 * ft28}{4 * \rho * \sigma_s^p + ft28} = 1 - \frac{1.75 * 1.8}{4 * 0.00234 * 271.22 + 1.8} = 0.73$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (If):

$$\lambda_i = \frac{0.05 * ft28}{5 * \rho} = \frac{0.05 * 1.8}{5 * 0.00234} = 7.69$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * ft28}{5 * \rho} = \frac{0.02 * 1.8}{5 * 0.00234} = 3.08$$

$$I^vfg = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 31515.5}{1 + 3.08 * 0.98} = 8627.08 \text{ cm}^4$$

$$I^ifg = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 31515.5}{1 + 7.69 * 0.98} = 4061.18 \text{ cm}^4$$

$$I^ifj = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 31515.5}{1 + 7.69 * 1.04} = 3852.92 \text{ cm}^4$$

$$I^ifp = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 31515.5}{1 + 7.69 * 0.73} = 5241.70 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f^vg = \frac{M^stg * l^2}{10 * E_v * I^vfg} = \frac{6779.7 * 4.46^2 * 10^4}{10 * 10043 * 8627.08} = 1.56 \text{ cm}$$

$$f^ig = \frac{M^stg * l^2}{10 * E_i * I^ifg} = \frac{6779.7 * 4.46^2 * 10^4}{10 * 29859 * 4061.18} = 5.23 \text{ cm}$$

$$f^ij = \frac{M^stj * l^2}{10 * E_i * I^ifj} = \frac{5952.9 * 4.46^2 * 10^4}{10 * 29859 * 3852.92} = 0.10 \text{ cm}$$

$$f^ip = \frac{M^stp * l^2}{10 * E_i * I^ifp} = \frac{12258.6 * 4.46^2 * 10^4}{10 * 29859 * 5241.70} = 1.56 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta ft = (f^vg - f^ij) + (f^ip - f^ig) = 0.751 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$\Delta^t_{max} = \frac{L}{500} = \frac{446}{500} = 0.892 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = 0.751 \text{ cm} < \Delta^t_{max} = 0.892 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

CHAPITRE 04 :
ETUDE DES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

IV) Etude des éléments non structuraux :

IV.1) Escalier

IV.1.1) Introduction : Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est le contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde du corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

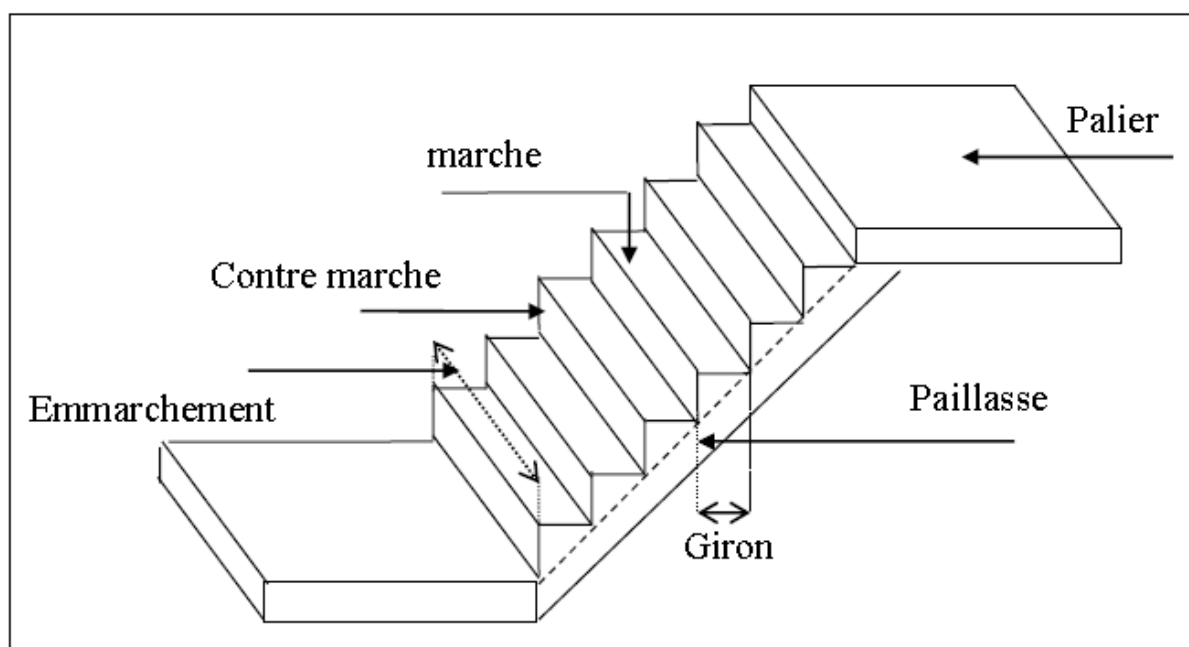


Figure IV.1 Les éléments constitutifs d'un escalier.

IV.2) pré-dimensionnement des escaliers :

Dans notre structure On a deux types d'escaliers représenté sur les figures suivantes :

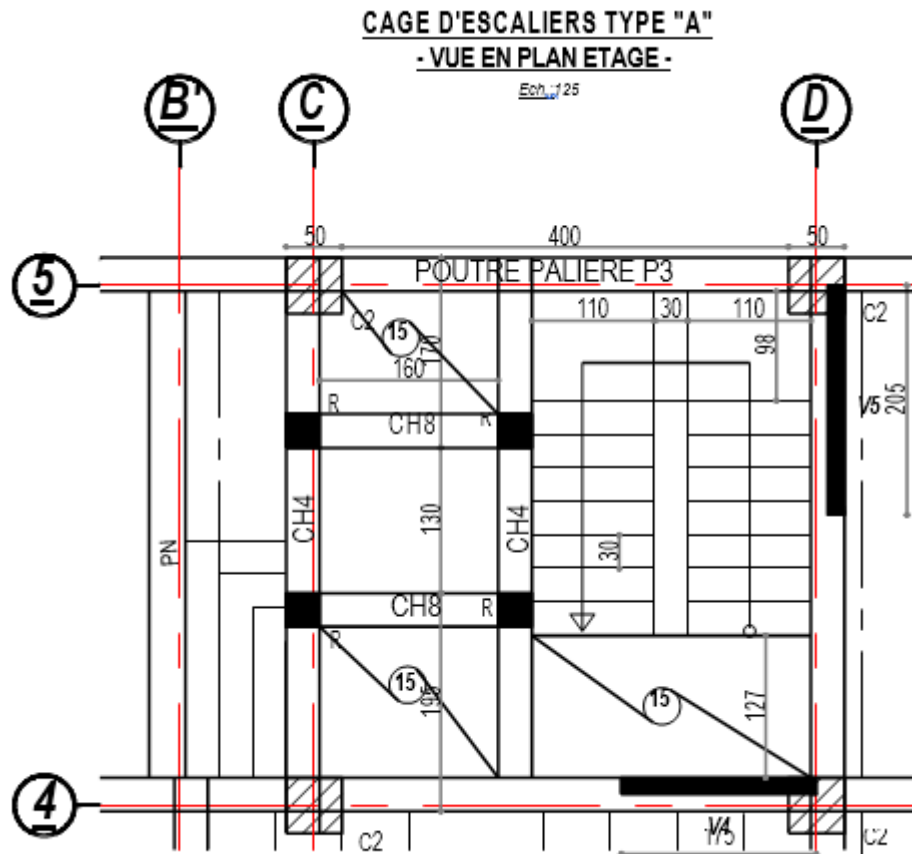


Figure IV.2 : Vue en plan de la cage d'escalier type A

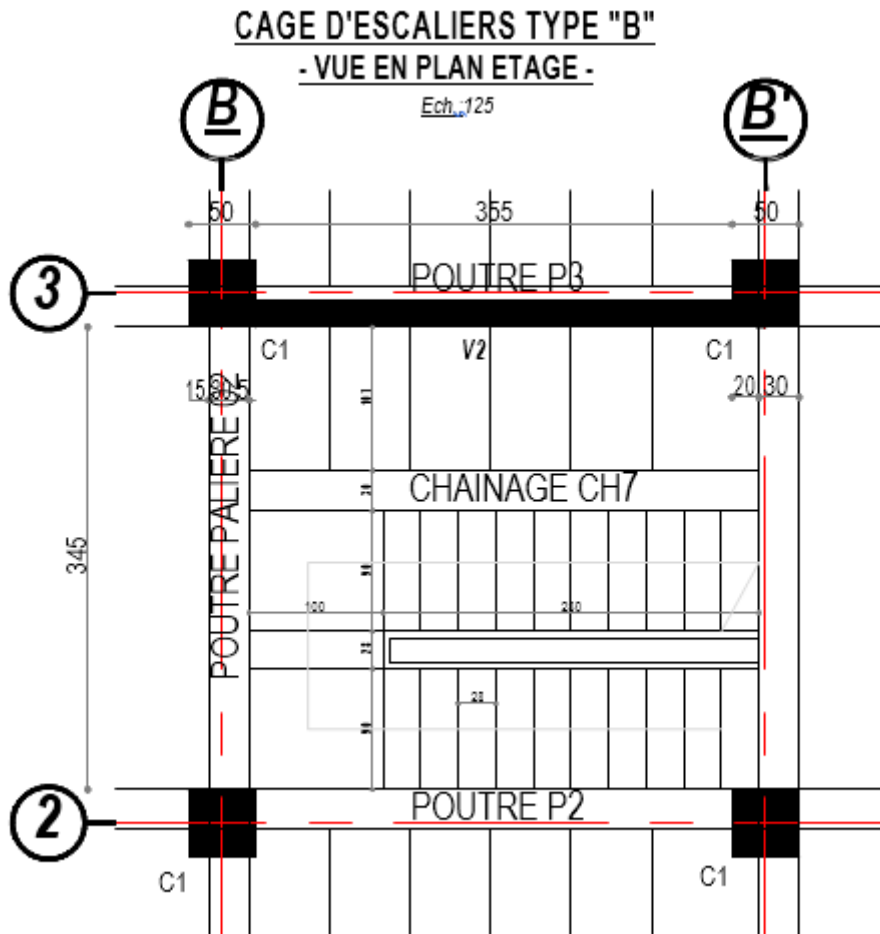


Figure IV.3 : Vue en plan de la cage d'escalier type B

Pour le pré-dimensionnement des escaliers il faut satisfaire les trois conditions suivantes :

- $Emmarchement (E) \leq Largeur\ du\ palier (Lp)$
- $30^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
- $59cm \leq g + 2h \leq 66cm$

IV.2.1) pré-dimensionnement d'escaliers type A

- **Emmarchement :**
 $Emmarchement (E) \leq Largeur\ du\ palier (Lp)$
 $(E) = 1.1m = (Lp) = 1.1m \Rightarrow Vérifié$
- **Pente :**
Pour un escalier la pente doit répondre à la condition suivante :
 $30^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $tg\ \alpha = \frac{153}{210} \Rightarrow \alpha = 36.07^\circ \Rightarrow Vérifié$
- **Relation de bondelle :**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

Pour un bâtiment a usage d'habitation :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

$$H = h * n \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = g(n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

$$59\text{cm} \leq 2h + g = \frac{2H}{n} + \frac{L}{n - 1} \leq 64\text{cm}$$

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n - 1} = 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{[2H(n - 1) + L(n)]}{n(n - 1)} = 64$$

$$\Rightarrow 2Hn - 2H + Ln = 64[n(n - 1)]$$

$$\Rightarrow (2H + L)n - 2H = 64n^2 - 64n$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 64n - (2H + L)n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 + n(-64 - 2H - L) + 2H = 0$$

$$H = 153\text{cm} \text{ et } L = 210\text{cm}$$

$$\Rightarrow 64n^2 - n(-64 - 2(153) - 210) + 2(153) = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 580n + 306 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (-580)^2 - 4(64 * 306) = 258064$$

$$n = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-580 + \sqrt{258064}}{2(64)} = 8.5(\text{accepter})$$

$$n = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-580 - \sqrt{258064}}{2(64)} = 0.56(\text{refusé})$$

$$n = 9$$

$$\Rightarrow g = \frac{L}{n - 1} = \frac{210}{9 - 1} = 26.25\text{cm} \cong 30\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

D'où la relation de bondelle vérifié :

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

- **Epaisseur de la paille :**

Epaisseur de la paille = Epaisseur du palier

$$LR = \sqrt{(210)^2 + (153)^2} = 2.60\text{m}$$

$$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20}$$

$$\frac{260}{30} \leq ep \leq \frac{260}{20}$$

$$8.67\text{cm} \leq ep \leq 13\text{cm}$$

$$ep = 13\text{cm}$$

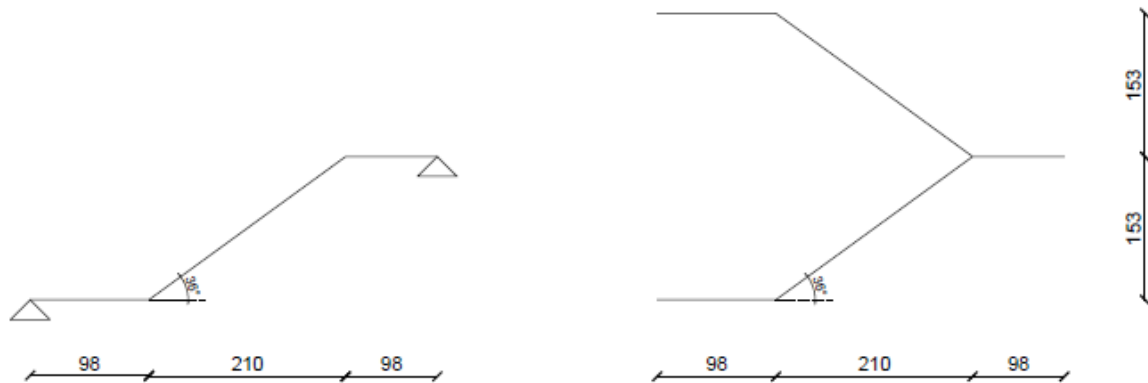


Fig.IV.4 : schéma statique de l'escalier type A.

IV.2.1.1) Descente de charge :

La descente de charge est résumée sous forme de deux tableaux, un pour la volée et l'autre pour chaque palier :

❖ A : Volée :

Tableau IV.1 : Descente de charges de la volée.

Désignation	Ep [m]	Densité [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20.00	0.40
Mortier de ciment horizontal	0.02	20.00	0.40
Lit de sable fin	0.02	18.00	0.36
Revêtement en carrelage verticale (ep*20*h/g)	0.02	20.00	0.22
Poids propre de la paillasse ep*25/cosα)	0.13	25.00	4.02
Poids propre des marches (h/2 * 20)	/	20.00	1.70
Garde-corps	/	/	0.10
Enduit en plâtre (ep*10/cosα)	0.02	10.00	0.25

7.45KN/m²

❖ **B : palier :**

Tableau IV.2 : Descente de charges du palier.

Désignation	Ep [m]	Densité [KN/m³]	Poids [KN/m²]
Poids propre du palier (ep*25)	0.13	25.00	3.25
Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable fin	0.02	18.00	0.36
Mortier en plâtre	0.02	10.00	0.2
			4.61KN/m²

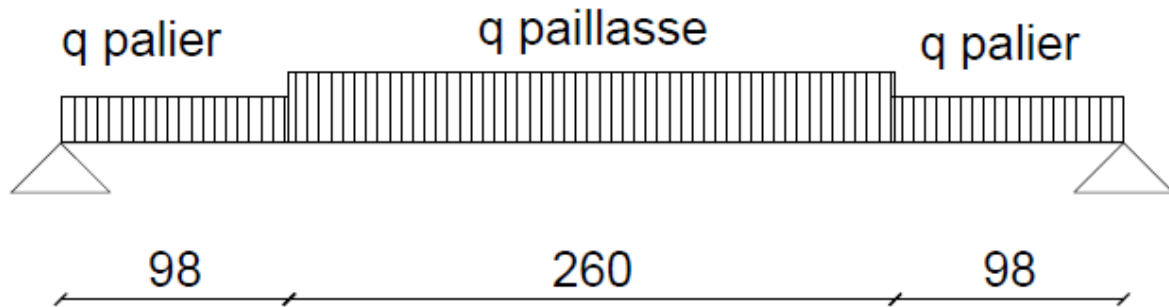


Fig.IV.5 : schéma de charge.

ELS : $q_{\text{palier}} = (4.61+2.5) \times 1 = 7.11\text{KN/m}$

ELS : $q_{\text{pailleasse}} = (7.45+2.5) \times 1 = 9.95\text{KN/m}$

ELU : $q_{\text{palier}} = (4.61 \times 1.35) + (2.5 \times 1.5) = 9.98\text{KN/m}$

ELU : $q_{\text{pailleasse}} = (7.45 \times 1.35) + (2.5 \times 1.5) = 13.81\text{KN/m}$

$$Q_{\text{moy ELS}} = \frac{[(7.11 \times 0.98) + (9.95 \times 2.60) + (7.11 \times 0.98)]}{0.98 + 2.60 + 0.98} = 8.73\text{KN/m}$$

$$Q_{\text{moy ELU}} = \frac{[(9.98 \times 0.98) + (13.81 \times 2.60) + (9.98 \times 0.98)]}{0.98 + 2.60 + 0.98} = 12.17\text{KN/m}$$

➤ **Diagramme de M, T en ELU et ELS :**

Tableau IV.3. Moments fléchissant en Appuis et en Travée et des Efforts tranchants

/	Qm [KN/m]	L[m]	M max [KN.m]	M en appuis [KN.m]	M en travée [KN.m]	T [KN]
ELS	8.73	4.56	22.69	-6.81	19.29	19.64
ELU	12.17	4.56	31.63	-9.49	26.87	27.75

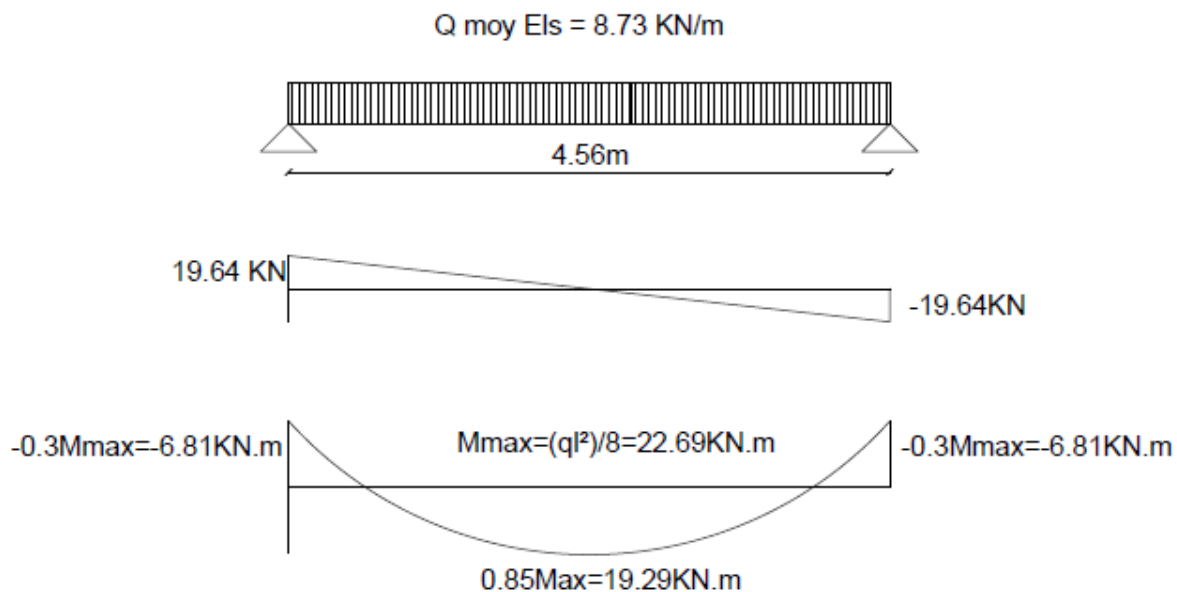


Fig.IV.6 : Diagramme de M et T ELS.

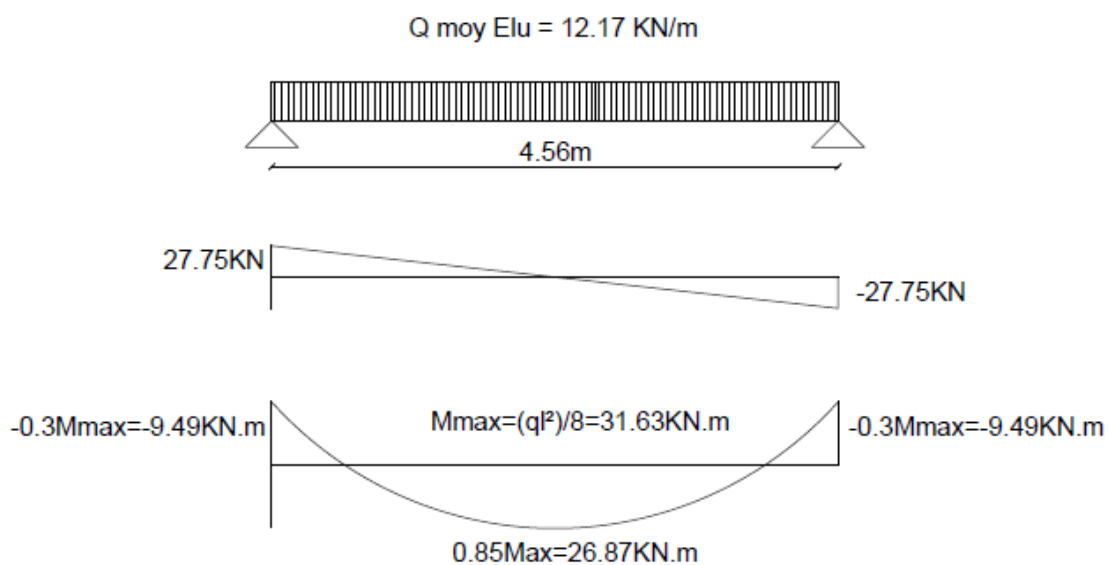


Fig.IV.7 : Diagramme de M et T ELU.

IV.2.1.2) Calcul du ferrailage :✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :****A.1 En travée :**

$$\mu = \frac{M_u \text{ travée}}{b * d^2 * \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{26.87 * 10^3}{100 * 11.8^2 * 11.33} = 0.170 < \mu_l = 0.392 (\text{acier } f_e E400)$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.238$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.905$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{26870}{0.905 * 11.8 * 348} = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 7.23 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14=7.70cm² esp=20cm

$$5T14 \Rightarrow e = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(39 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad =$$

> condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Choix :Ar : 2T12=2.26cm² esp=50cm refusé => 3T12=3.39cm² esp=33cm.

$$e = 33 \text{ cm} \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(52 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{31.63}{22.69} = 1.39$$

$$\alpha = 0.238 < 0.40 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B.1 .En appui :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\mu = \frac{Mu \text{ appui}}{b * d^2 * \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 * fc28}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{9.49 * 10^3}{100 * 11.8^2 * 11.33} = 0.060 < \mu_l = 0.392 (\text{acier feE400})$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.970$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9490}{0.970 * 11.8 * 348} = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{ft28}{fe} \right) = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 2.38 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: 3T12=3.39cm² esp=33cm.

$$3T12 \Rightarrow e = 33 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(39 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

=> condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Ar :3T12=3.39cm² esp=33cm

$$e = 33 \text{ cm} \leq \min(4h ; 33 \text{ cm}) = \min(52 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite service (E L S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\alpha = 0.075 < 0.40 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

Vérification des efforts tranchants :

$$T_{max} = \frac{qu * l}{2} = 27.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{27.75}{1 * 0.118 * (1000)} = 0.235 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.235 \text{ MPa} < \tau_l = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Remarque :** les marches se ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

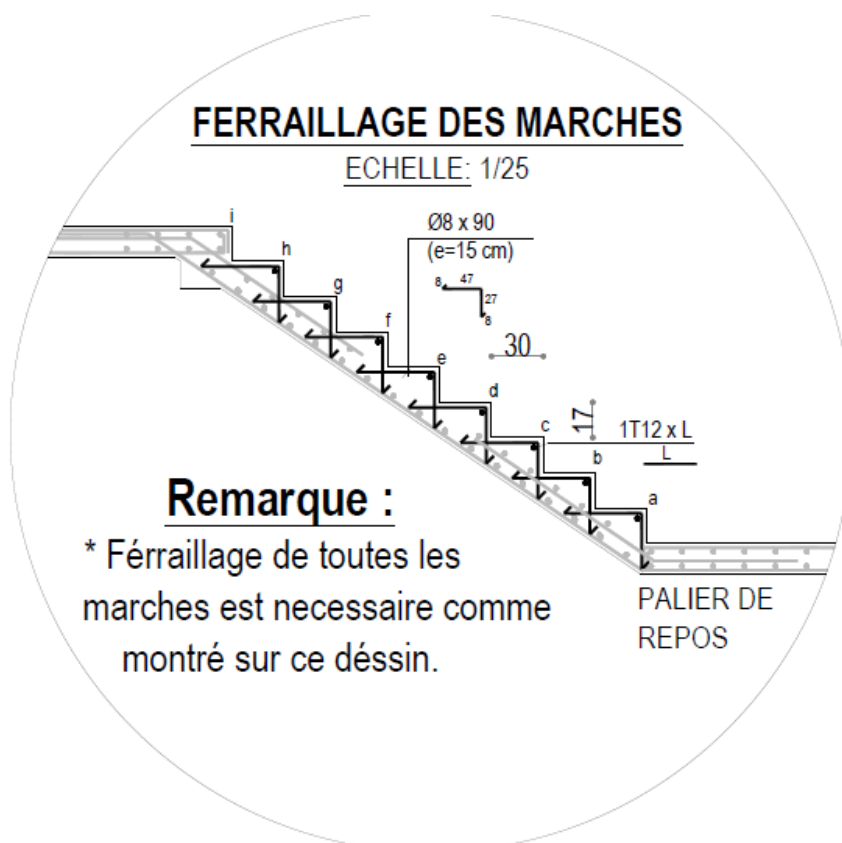


Fig. IV. 8 : ferrailage des marches.

IV.2.1.3) Etude de la poutre palière :

- **Dimensionnement :**

Selon le CBA93, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq ht \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq ht \leq 45; \text{ on prend } ht = 40\text{cm} \\ 0.4ht \leq b \leq 0.8ht \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \text{ on prend } b = 30 \end{array} \right.$$

Vérification RPA99V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ ht \geq 30\text{cm} \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30\text{cm} > 20\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ 40\text{cm} > 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- ❖ **Poutre palière ELS :**

Poids propre : $0.3 \cdot 0.4 \cdot 25 = 3 \text{KN/m}$.

Mur brique : $1.05 \cdot 0.25 \cdot 15 = 3.94 \text{KN/m}$.

Crépissage : $1.05 \cdot 0.01 \cdot 2 \cdot 20 = 0.42 \text{KN/m}$.

Réaction du palier ELS : $19.64 / 2.28 = 8.61 \text{KN/m}$.

$q_s = 15.97 \text{KN/m}$.

- ❖ **Poutre Palier ELU :**

$(3 + 3.94 + 0.42) \cdot 1.35 = 9.94 \text{KN/m}$.

Réaction du palier ELU : $27.75 / 2.28 = 12.17 \text{KN/m}$.

$q_u = 22.11 \text{KN/m}$.

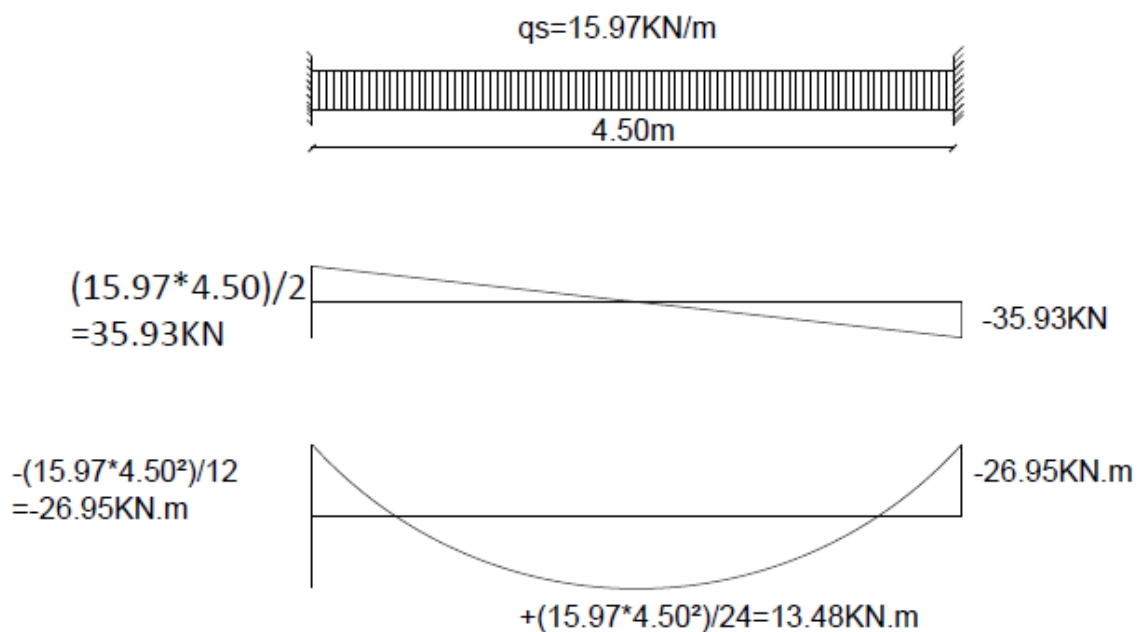


Fig.IV.9 : Diagramme de T et M en ELS.

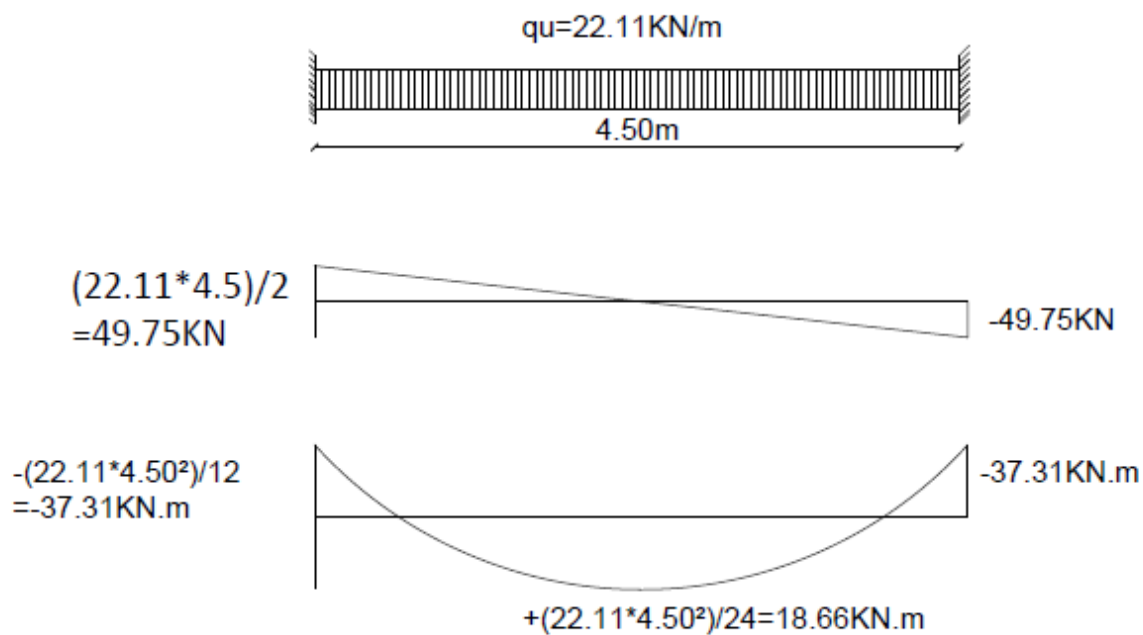


Fig.IV.10 : Diagramme de T et M en ELU.

➤ **Calcul du ferrailage :**

A. ELU :

A.1 En travée :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{b * d^2 * \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{18.66 * 10^3}{100 * 35^2 * 11.33} = 0.013 < \mu_l = 0.392 (\text{acier } f_{eE400})$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{18660}{0.994 * 35 * 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 1.54 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12=3.39cm²

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Ar 2T12 = 2.26cm²

A.2 En appui :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ appui}}}{b * d^2 * \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{37.31 * 10^3}{100 * 35^2 * 11.33} = 0.027 < \mu_l = 0.392 (\text{acier } f_{eE400})$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.986$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{37310}{0.986 * 35 * 348} = 3.11 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1.09 \text{cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 3.11 \text{cm}^2$$

Choix : 3T12=3.39cm²

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{cm}^2$$

Ar : 2T12=2.26cm²

B. ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \implies \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b < \sigma_b$$

B.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.66}{13.48} = 1.38$$

$\alpha = 0.016 < 0.39 \implies$ condition vérifiée.

B.2 En appui :

$\alpha = 0.034 < 0.39 \implies$ condition vérifiée.

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

Vérification des efforts tranchants :

$$T_{max} = \frac{q_u * l}{2} = 49.75 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{49.75}{1 * 0.350 * (1000)} = 0.142 \text{MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 2.67 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.142 \text{MPa} < \tau_l = 2.67 \text{MPa} \implies$ condition vérifiée.

- Remarque : une poutre palière bi-encastée sur les poteaux raidis par le palier de repos qui est en dalle pleine.
Le calcul d'une poutre bi-encastée sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmenté par la torsion.
Cette torsion ne génère pas des désordres car le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant est vérifié.

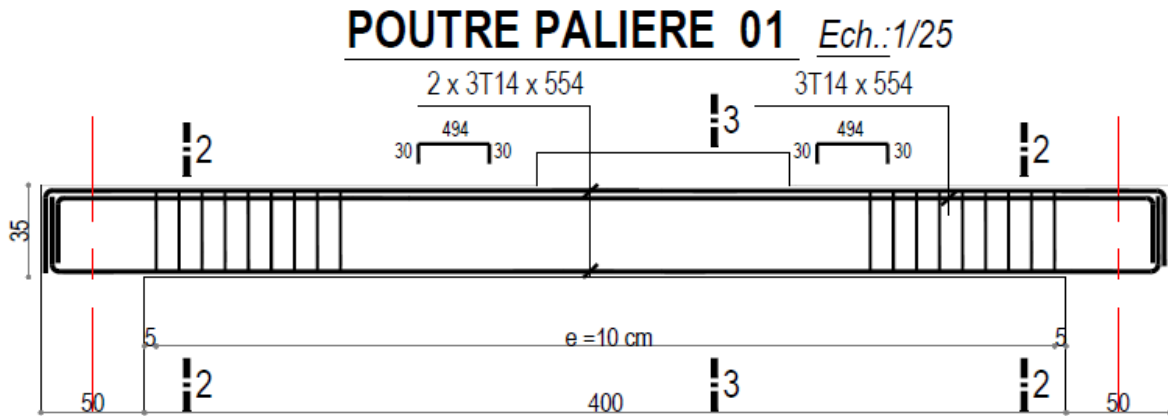


Fig.IV.11 : ferrailage de la poutre palière.

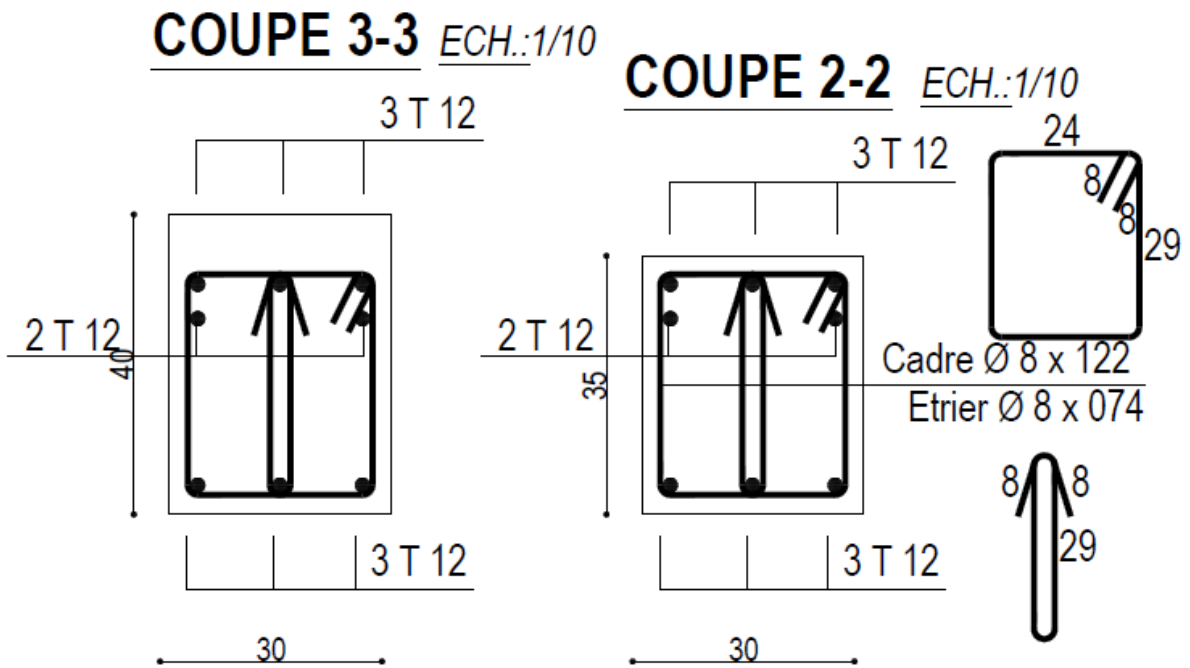


Fig.IV.12 : Croquis du ferrailage.

IV.2.2) pré-dimensionnement d'escaliers type B

- **Emmarchement :**

$$\text{Emmarchement } (E) \leq \text{Largeur du palier } (Lp)$$

$$(E) = 1.35m = (Lp) = 1.35m \Rightarrow \text{Vérfifié}$$

- **Pente :**

Pour un escalier la pente doit répondre à la condition suivante :

$$30^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{187}{272} \Rightarrow \alpha = 34.51^\circ \Rightarrow \text{Vérfifié}$$

- **Relation de blondelle :**

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

Pour un bâtiment a usage d'habitation :

$$59cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

$$H = h * n \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = g(n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

$$59cm \leq 2h + g = \frac{2H}{n} + \frac{L}{n - 1} \leq 64cm$$

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n - 1} = 64cm$$

$$\Rightarrow \frac{[2H(n - 1) + L(n)]}{n(n - 1)} = 64$$

$$\Rightarrow 2Hn - 2H + Ln = 64[n(n - 1)]$$

$$\Rightarrow (2H + L)n - 2H = 64n^2 - 64n$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 64n - (2H + L)n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 + n(-64 - 2H - L) + 2H = 0$$

$$H = 187cm \text{ et } L = 272cm$$

$$\Rightarrow 64n^2 - n(-64 - 2(187) - 272) + 2(187) = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 710n + 374 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (-710)^2 - 4(64 * 374) = 408356$$

$$n = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-710 + \sqrt{408356}}{2(64)} = 10.54(\text{accepter})$$

$$n = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-710 - \sqrt{408356}}{2(64)} = -0.56(\text{refusé})$$

$$n = 11$$

$$\Rightarrow g = \frac{L}{n - 1} = \frac{272}{11 - 1} = 22.67cm \Rightarrow 28cm$$

$$\Rightarrow h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17cm$$

D'où la relation de bondelle vérifiée :

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 28 + 2(17) = 62\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Epaisseur de la paillasse = Epaisseur du palier

$$LR = \sqrt{(272)^2 + (187)^2} = 3.30\text{m}$$

$$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20}$$

$$\frac{330}{30} \leq ep \leq \frac{330}{20}$$

$$11\text{cm} \leq ep \leq 16.50\text{cm}$$

$$ep = 15\text{cm}$$

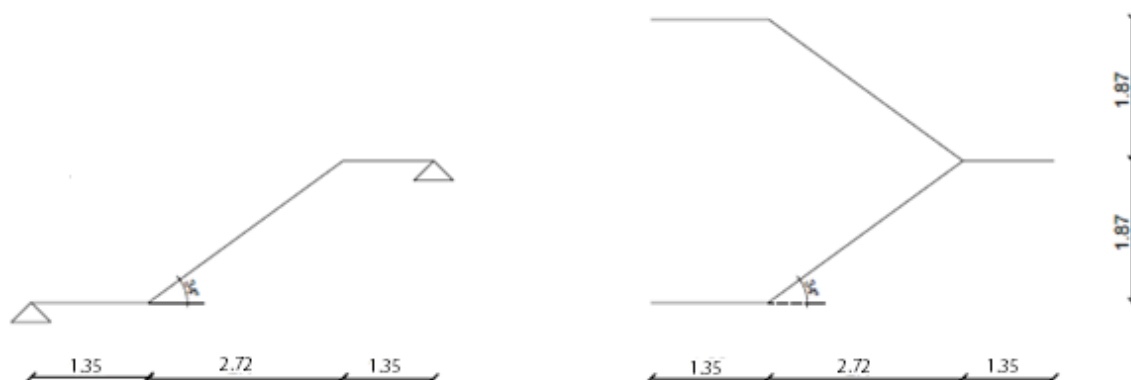


Fig.IV.13 : schéma statique de l'escalier type B.

IV.2.2.1) Descente de charge :

La descente de charge est résumée sous forme de deux tableaux, un pour la volée et l'autre pour chaque palier :

A : Volée :

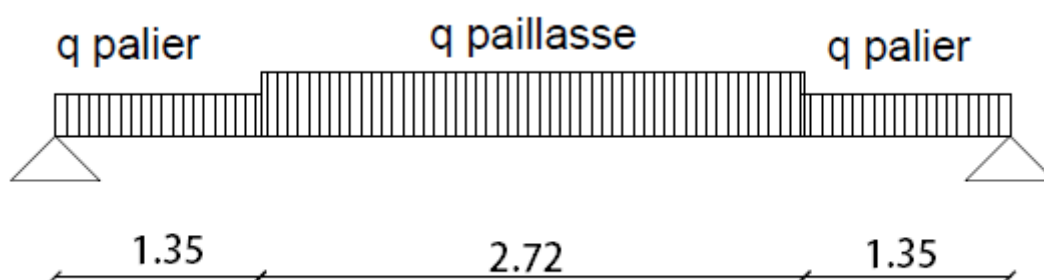
Tableau IV.4 : Descente de charges de la volée.

Désignation	Ep [m]	Densité [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20.00	0.40
Mortier de ciment horizontal	0.02	20.00	0.40
Lit de sable fin	0.02	18.00	0.36
Revêtement en carrelage verticale (ep*20*h/g)	0.02	20.00	0.24
Poids propre de la paillasse ep*25/cosα)	0.15	25.00	4.52
Poids propre des marches (h/2 * 20)	/	20.00	1.70
Garde-corps	/	/	0.10
Enduit en plâtre (ep*10/cosα)	0.02	10.00	0.24

7.96KN/m²

B : palier :**Tableau IV.5 : Descente de charges du palier.**

Désignation	Ep [m]	Densité [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
Poids propre du palier (ep*25)	0.15	25.00	3.75
Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable fin	0.02	18.00	0.36
Mortier en plâtre	0.02	10.00	0.2
			5.11KN/m ²

**Fig.IV.14 : schéma de charge.**

$$\text{ELS : } q_{\text{palier}} = (5.11+2.5) \times 1 = 7.61 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{paillasse}} = (7.96+2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q_{\text{palier}} = (5.11 \times 1.35) + (2.5 \times 1.5) = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q_{\text{paillasse}} = (7.96 \times 1.35) + (2.5 \times 1.5) = 14.50 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{moy ELS}} = \frac{[(7.61 \times 1.35) + (10.46 \times 2.72) + (7.61 \times 1.35)]}{1.35 + 2.72 + 1.35} = 9.04 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{moy ELU}} = \frac{[(10.65 \times 1.35) + (14.50 \times 2.72) + (10.65 \times 1.35)]}{1.35 + 2.72 + 1.35} = 12.58 \text{ KN/m}$$

Diagramme de M, T en ELU et ELS :**Tableau IV.6. Moments fléchissant en Appuis et en Travée et des Efforts tranchants**

/	Qm[KN/m]	L[m]	M max[KN.m]	M en appuis[KN.m]	M en travée[KN.m]	T[KN]
ELS	9.04	5.42	33.20	-9.96	28.22	24.50
ELU	12.58	5.42	46.19	-13.86	39.26	34.10

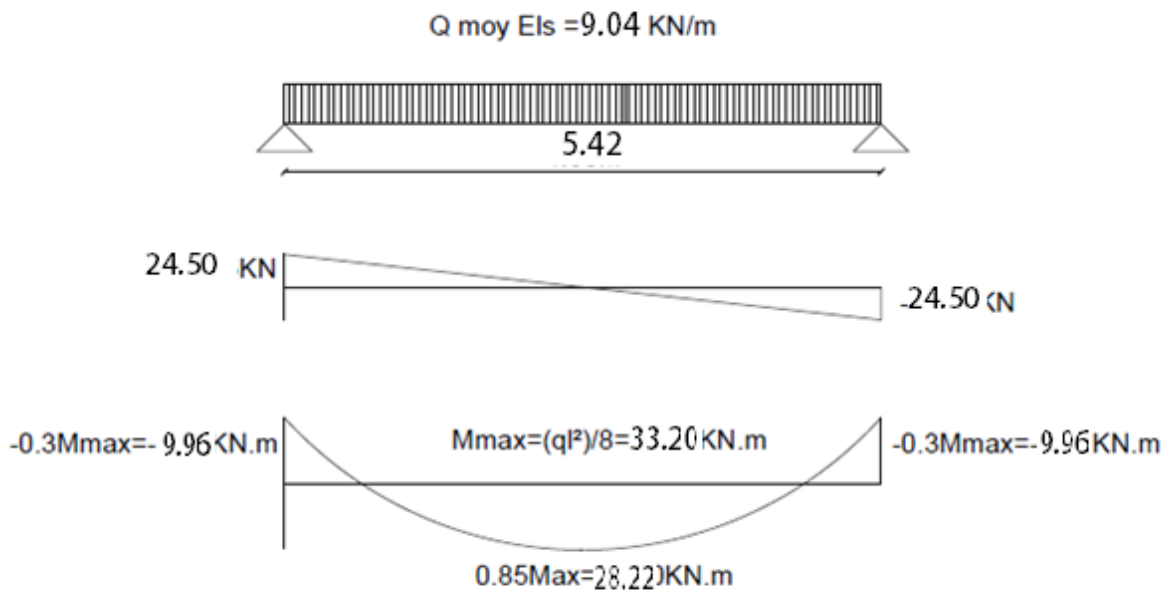


Fig.IV.15 : Diagramme de M et T ELS.

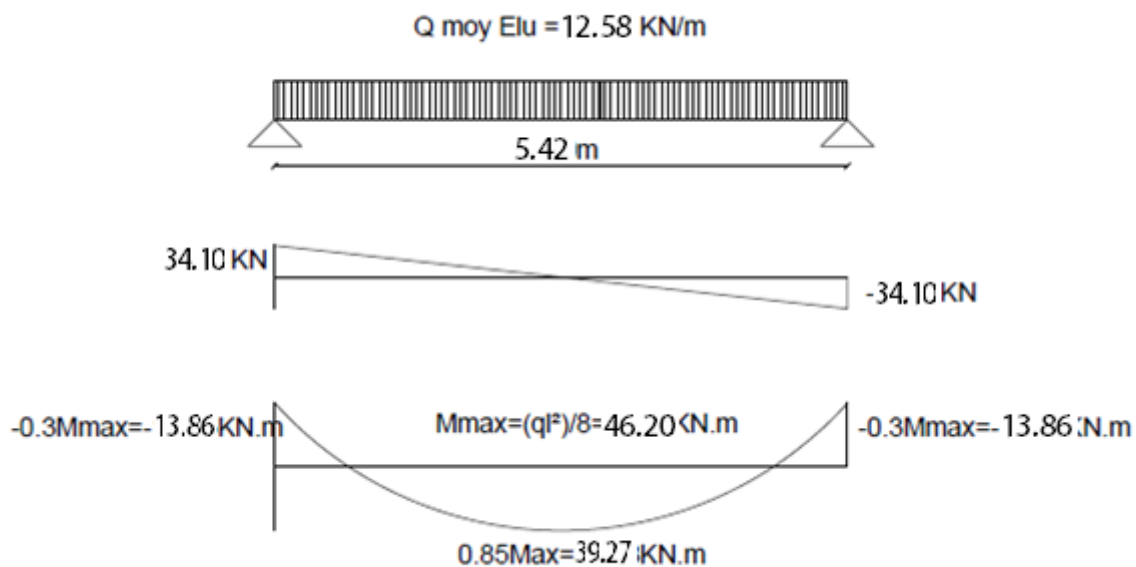


Fig.IV.16 : Diagramme de M et T ELU.

IV.2.2.2) Calcul de ferrailage :

A. En travée :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$\mu = \frac{Mu \text{ travée}}{b * d^2 * \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{39.26 * 10^3}{100 * 13.8^2 * 11.33} = 0.182 < \mu_l = 0.392 (\text{acier } f_{eE400})$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.253$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.899$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{39260}{0.899 * 13.8 * 348} = 9.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 7.15 \text{ cm}^2$$

Choix: 6T14=9.24cm² esp=16.67cm

$$6T14 \Rightarrow e = 16.67 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad = \\ > \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 3T12=3.39 \text{ cm}^2 \text{ esp}=33 \text{ cm}$$

$$e = 33 \text{ cm} \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

B.1 En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{39.26}{28.22} = 1.39$$

$$\alpha = 0.253 < 0.40 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B . En appui :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$\mu = \frac{Mu_{appui}}{b * d^2 * \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{13.86 * 10^3}{100 * 13.8^2 * 11.33} = 0.064 < \mu_l = 0.392 (\text{acier } f_e E400)$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.083$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.967$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{13860}{0.967 * 13.8 * 348} = 2.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 2.38 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12=3.39cm² esp=33cm

$$3T12 \Rightarrow e = 33 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} =$$

> condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Ar : 1T12 = 1.13cm² esp = 100cm refusé => 3T12=3.39cm² esp=33cm

$$e = 33 \text{ cm} \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{13.86}{9.96} = 1.39$$

$\alpha = 0.083 < 0.40 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

Vérification des efforts tranchants :

$$T_{max} = \frac{qu * l}{2} = 34.10 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{34.10}{1 * 0.138 * (1000)} = 0.247 \text{MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 2.67 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.247 \text{MPa} < \tau_l = 2.67 \text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Remarque :** les marches se ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

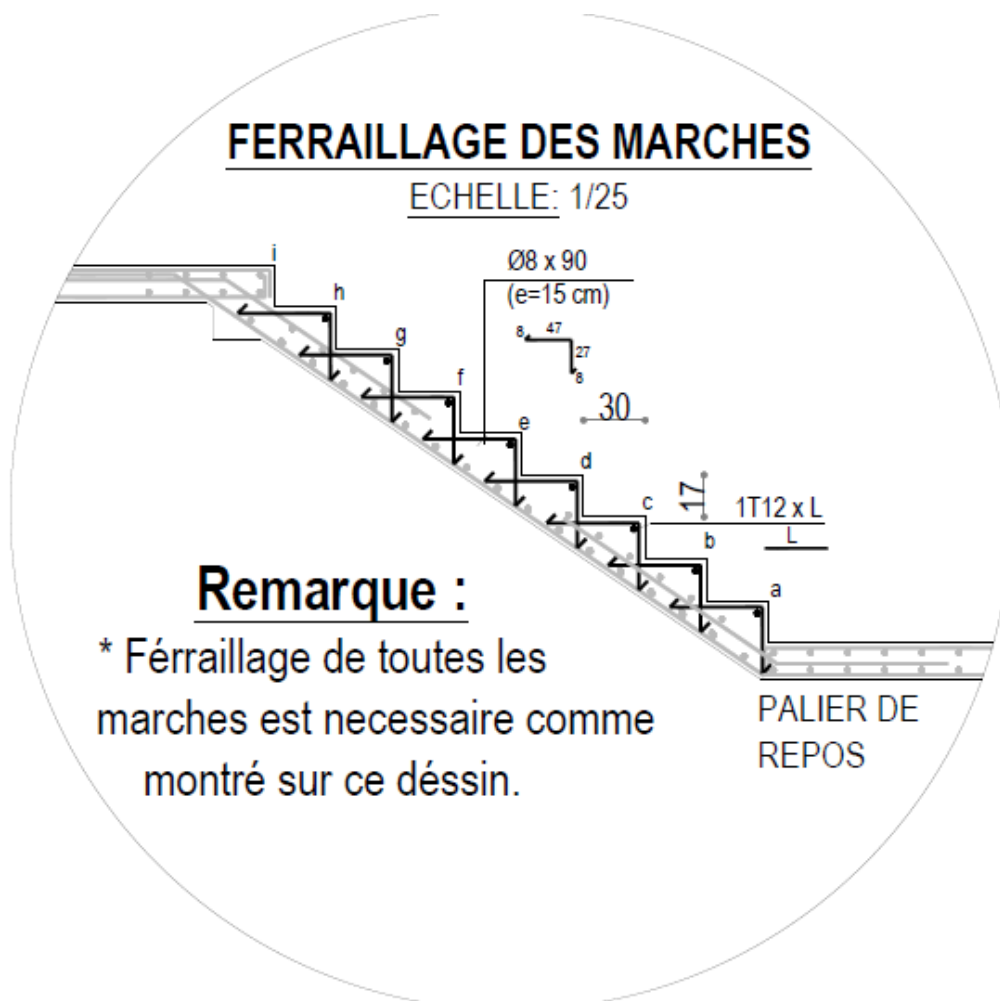


Fig. IV.17: ferrailage des marches.

IV.2.2.3) Etude de la poutre palière :

- **Dimensionnement :**

Selon le CBA93, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{374}{15} \leq ht \leq \frac{374}{10} \Rightarrow 24.93 \leq ht \leq 37.4; \text{ on prend } ht = 35\text{cm} \\ 0.4ht \leq b \leq 0.8ht \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \text{ on prend } b = 25 \end{array} \right.$$

• **Vérification RPA99V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ ht \geq 30\text{cm} \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} > 20\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ 35\text{cm} > 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Poutre palière :

❖ **Poutre palière ELS :**

Poids propre : $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{KN/m}$.

Mur brique : $1.40 \times 0.25 \times 15 = 5.25 \text{KN/m}$.

Crépissage : $1.40 \times 0.01 \times 2 \times 20 = 0.56 \text{KN/m}$.

Réaction du palier ELS : $22.25 / 2.40 = 9.27 \text{KN/m}$.

$q_s = 17.27 \text{KN/m}$.

❖ **Poutre Palier ELU :**

$(2.19 + 5.25 + 0.56) \times 1.35 = 10.80 \text{KN/m}$.

Réaction du palier ELU : $30.96 / 2.40 = 12.90 \text{KN/m}$.

$q_u = 23.70 \text{KN/m}$.

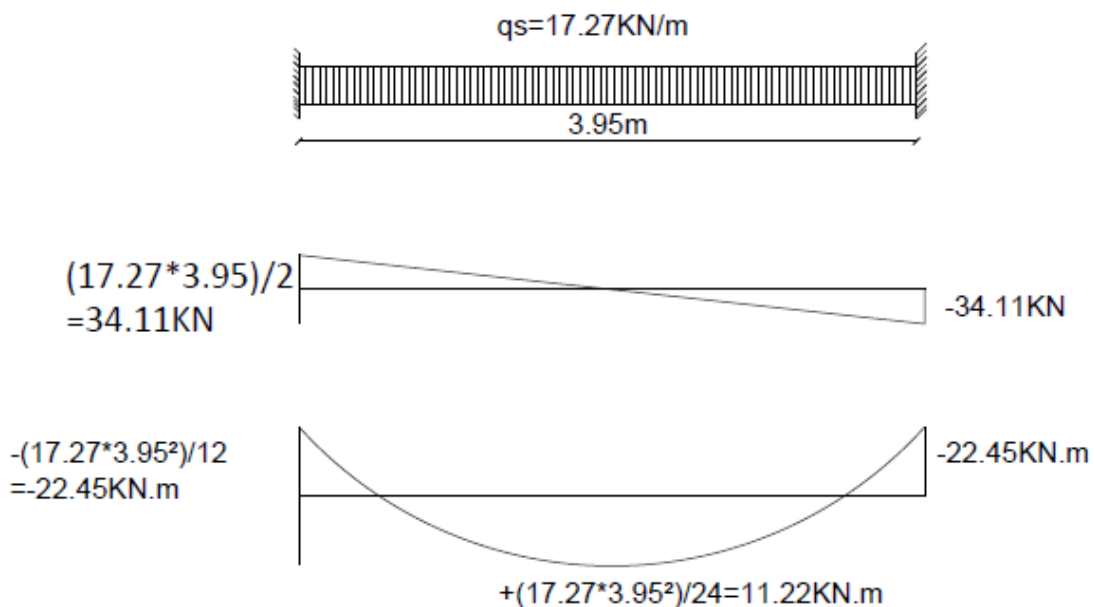


Fig.IV.18 : Diagramme de T et M en ELS.

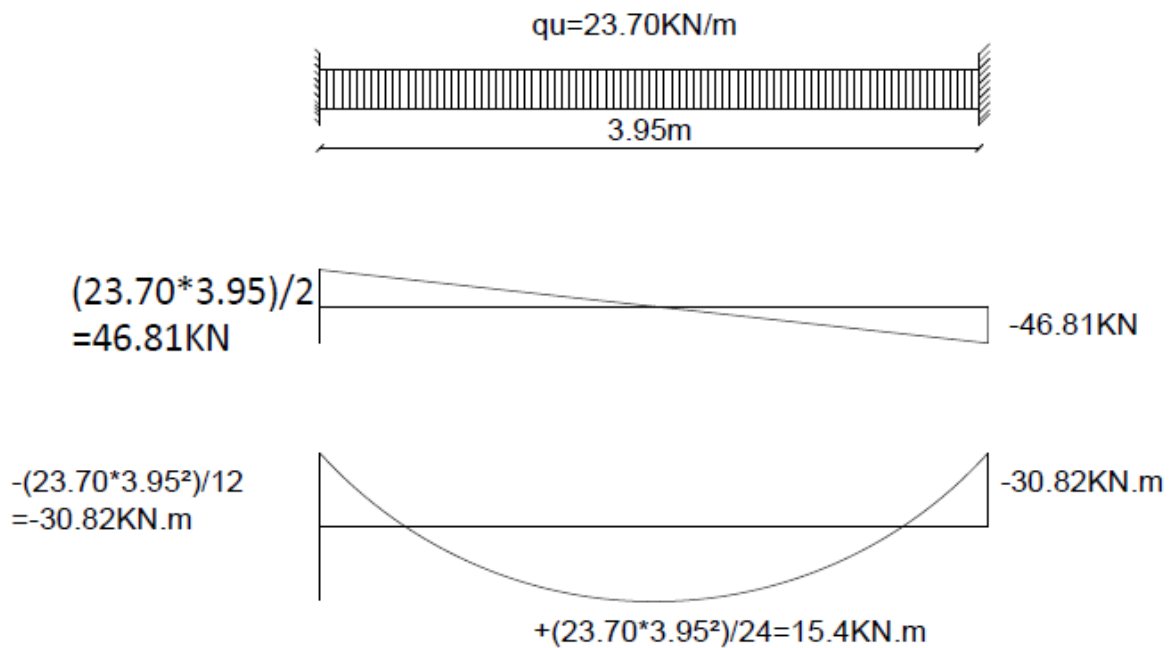


Fig.IV.19: Diagramme de T et M en ELU.

➤ Calcul de ferrailage :

A. ELU :

A.1 En travée :

$$\mu = \frac{M_u \text{ travée}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \cdot 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{15.40 \cdot 10^3}{100 \cdot 30^2 \cdot 11.33} = 0.015 < \mu_l = 0.392 (\text{acier } f_e E400)$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15400}{0.992 \cdot 30 \cdot 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 1.49 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T14=1.54cm² esp=100cm refusé => 3T12=3.39cm² esp=33cm.

$$3T12 \Rightarrow e = 33cm \leq \min(3h; 33cm) = \min(105cm; 33cm) = 33cm = > \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85cm^2$$

Ar : 1T14=1.54cm² esp=100 refusé => 3T12=3.39cm² esp=33cm.

$$e = 33cm \leq \min(4h; 33cm) = \min(140cm; 33cm) = 33cm$$

A.2 En appui :

$$\mu = \frac{M_u \text{ appui}}{b * d^2 * \sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour situation durable et transitoire.} \\ 1.15 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 20}{1.5} = 11.33$$

$$\mu = \frac{30.82 * 10^3}{100 * 30^2 * 11.33} = 0.030 < \mu_l = 0.392(\text{acier } f_e E400)$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{30820}{0.985 * 30 * 348} = 3.00cm^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.78cm^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 3.00cm^2$$

Choix : 2T14=3.08cm² esp=50cm Refusé => 3T12 = 3.39 esp=33cm.

$$3T12 \Rightarrow e = 33cm \leq \min(3h; 33cm) = \min(105cm; 33cm) = 33cm = > \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85cm^2$$

Ar : 3T12=3.39cm² esp=33cm

$$e = 33\text{cm} \leq \min(4h; 33\text{cm}) = \min(140\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

B. ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ FeE400 \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \implies \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \implies \sigma_b < \sigma_b$$

B.1 En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{61.30}{45.14} = 1.36$$

$$\alpha = 0.019 < 0.38 \implies \text{condition vérifiée.}$$

B.2 En appui :

$$\alpha = 0.038 < 0.38 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS.

Vérification des efforts tranchants :

$$T_{max} = \frac{qu * l}{2} = 46.81\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{46.81}{1 * 0.300 * (1000)} = 0.156\text{MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 * fc28}{\gamma b}; 5\text{MPa}\right) = 2.67\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.156\text{MPa} < \tau_l = 2.67\text{MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- Remarque : une poutre palière bi-encastée sur les poteaux raidis par le palier de repos qui est en dalle pleine.
Le calcul d'une poutre bi-encastée sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmenté par la torsion.
Cette torsion ne génère pas des désordres car le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant est vérifié.

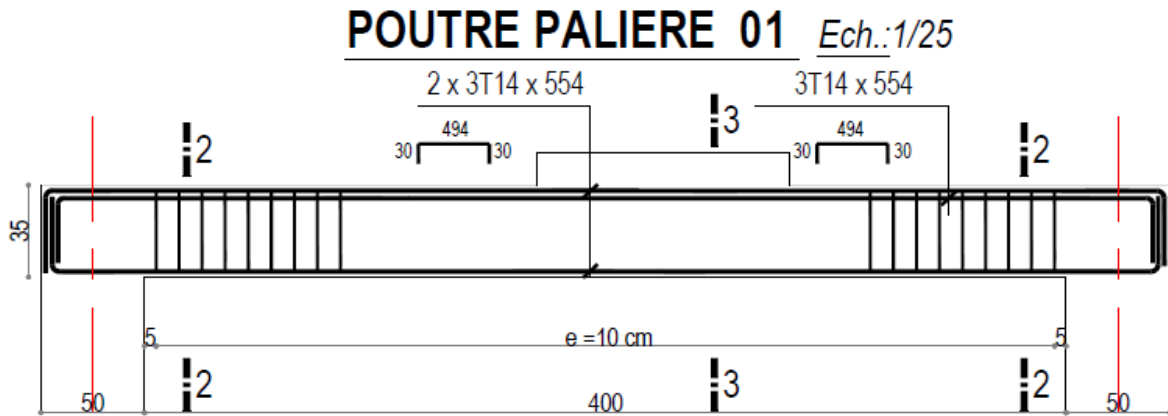


Fig.IV.20 : ferrailage de la poutre palière.

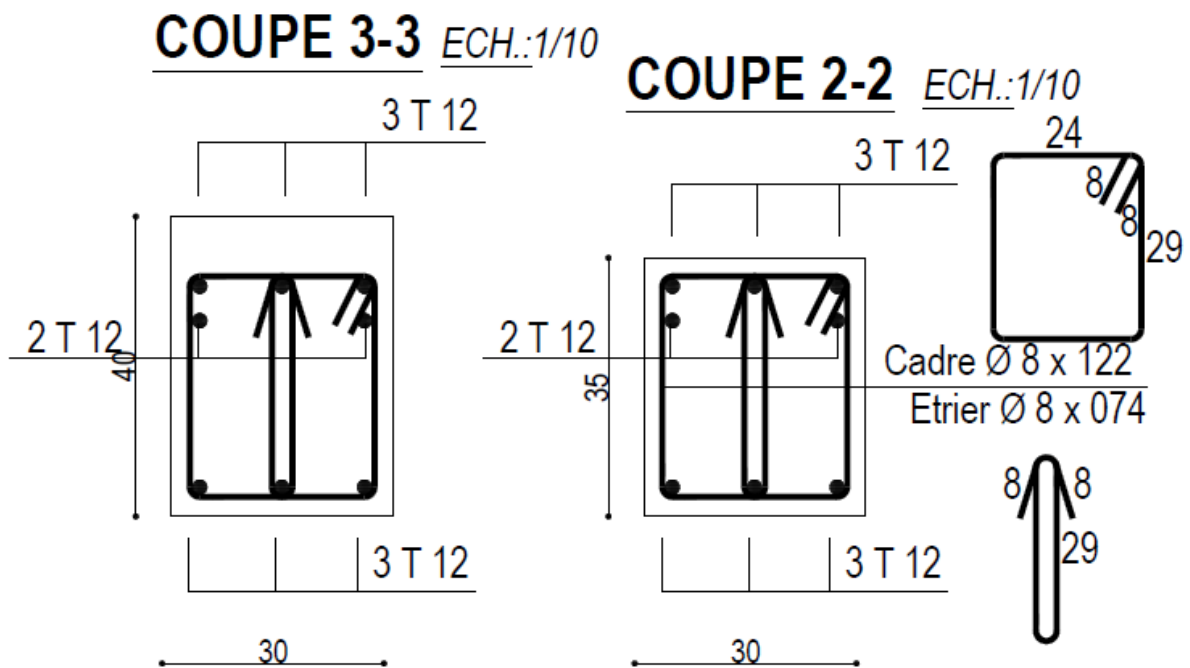
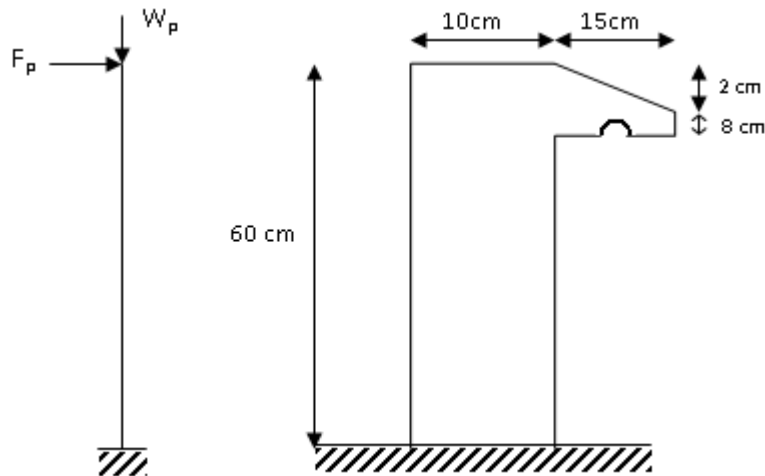


Fig.IV.21 : Croquis du ferrailage.

IV.4. Etude de l'acrotère :

IV.4.1) Définition :

L'acrotère est un mur en béton armé, situé en bordure de toiture, sa forme est déterminée de manière à empêcher l'infiltration des eaux derrière le relève d'étanchéité.

Etude de ferrailage :**Fig.IV.22 :Schéma statique et dimensions d'acrotère .****IV.4.2) Calcul de ferrailage :**

L'acrotère est assimilé à une console verticale encadrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le RPA99 (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

V.4.3) Détermination des sollicitations :

- Le poids propre : W_p

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0,6 \times 0,1) + \frac{(0,10 + 0,08) \cdot 0,15}{2} \right] \times 1 \times 25$$

$$W_p = 1,838 \text{ KN}$$

- La force horizontale : F_p [RPA99/6.23]

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone ; [RPA99/tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires ;

[RPA99/tableau 6.1]

W_p : Poids de l'élément considéré ;

Pour notre bâtiment, on a :

$A=0,20$ (Groupe d'usage 1B ; Zone II.a)

$C_p=0,8$ (Elément en console).

$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,838$

$F_p = 1.176 \text{ KN} > 1 \text{ KN}$ (de la main courante)

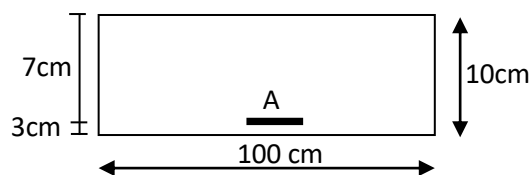
Effort normal et moment fléchissant :

ELUR :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.35.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,838 \\ M_u = 1,35 \times 1.176 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2.481 \text{ KN} \\ M_u = 0.952 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_s = W_p \\ M_s = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_s = 1,838 \text{ KN} \\ M_s = 0.706 \text{ KN.m} \end{cases}$$



FigIV.23. Section de calcul.

IV.4.4) Détermination de la section des armatures : Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

Position du point d'application de l'effort normal (N) :

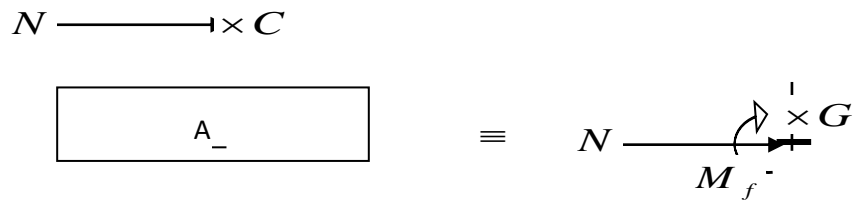
ELUR :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{952}{2481} = 0,384 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,384 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m}$$

\Rightarrow L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; donc le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 2,481 \cdot \left(0,384 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,002 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

ELUR :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8435}{11,33 \cdot 100 \cdot (7)^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

IV.4.4) Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17045}{348 \cdot 0,993 \cdot 8} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,42 - \frac{2481}{100 \cdot 348} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = A/4 = 0,35/4 \quad A_r = 0,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [BAEL91]

Pour les éléments de béton exposés sur plus de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, Le pourcentage d'armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieur a 2.4m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25Cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{\min} = 0,25\% \cdot S = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$5\text{T}10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \cdot 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$5\text{T}8 / \text{ml} \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

ELS :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 186 \text{ Mpa}$$

- ❖ **Détermination des contraintes :**

Position de centre de pression :

$$e'_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,706}{1,838} = 0,384 \text{ m} > \frac{h}{2}$$

\Rightarrow le centre de pression se trouve a l'extérieur de la section.

$$c = e'_0 + \frac{h}{2} = 0.384 + \frac{0,1}{2} = 0.434m = 43.4cm$$

$$P = -3c^2 - \frac{90.A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c)$$

$$= -3 \times 43.4^2 - \frac{90 \times 3,93}{100}(17 - 43.4)$$

$$P = -5557.30$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d/c)^2$$

$$q = -2 \times 43.4^3 - \frac{90 \times 3,93}{100}(17 - 43.4)^2$$

$$q = -165955.155$$

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3$$

$$= (-165955)^2 + \frac{4}{27} (-5557)^3$$

$$\Delta = 2,12.10^9 > 0$$

$$\Rightarrow t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$$

$$t = 105998.59$$

$$z = \sqrt[3]{t} = 47.33 \Rightarrow y_2 = z - \frac{p}{3z} = 164.74cm$$

$$y_1 = y_2 + c = 164.74 + 43.4 = 208.14cm.$$

❖ **Calcul de moment statique :**

$$S = \frac{b.y_1^2}{2} + 15[-A(d - y_1)]$$

$$= \frac{100 \times 208.14^2}{2} + 15[-3,93(17 - 208.14)]$$

$$= 11267.703 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100.S} = \frac{1838}{100.11267.703} = 5.58.10^{-4}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 5.58 \cdot 10^{-4} \times 208.14 = 0.116 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 15 \cdot k(d - y_1) = -1.6 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

IV.4.5) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 1,176 = 1,764 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1764}{100 \cdot 7 \cdot 100} = 0,03 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ Mpa} \right) = 2,00 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,03 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblable

La figure suivante montre le ferrailage d'acrotère

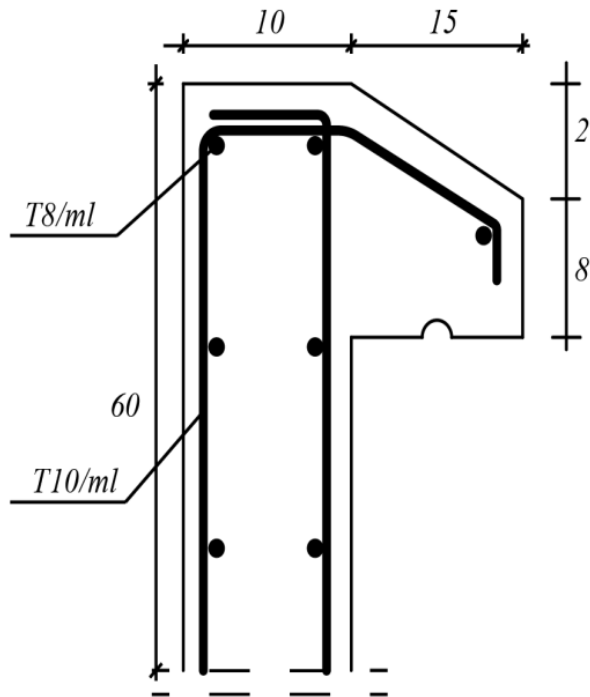


Figure IV.24 : Dessin du ferrailage de l'acrotère

IV.3) Balcon

IV.3.1) Introduction :

Les balcons sont considérés comme étant encastés sur les poutres et sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par :

- Son poids propre (G)
- La surcharge d'exploitation (Q)
- La charge due au poids propre du mur (P)

Notre ouvrage comporte deux types de balcons : $\begin{cases} \text{Type I} : L = 180\text{cm} \\ \text{Type II} : L = 60\text{cm} \end{cases}$



figureIV.25 : Coupe transversale du balcon

Balcon Type I :

- **Epaisseur de balcon :**

Isolation acoustique : $e \geq 12$ cm

Résistance au feu : 11cm pour 2h de coupe-feu.

Condition de rigidité : $\frac{L}{20} \leq hd \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 9cm \leq hd \leq 12cm \Rightarrow hd = 12cm.$

Conclusion : on prend $h_d = 14$ cm

II.2.4.1) Descente de charges

✓ Charge Permanant

1-Carrelage + sable +mortier de pose.....104 daN/m²

2-Dalle pleine en béton armé (14 cm)..... $2500 \times 0.14 = 350$ daN/m²

3-Enduit en ciment (2 cm) (18 daN/m²)36 daN/m²

$\bar{G} = 490$ daN/m².

✓ Surcharge d'exploitation

Les balcons pour locaux à usage d'habitation $Q = 350$ daN/m²

✓ Charge due au poids du mur

1-Enduit extérieur 2cm (18 daN/m²/cm).....36 daN/m²

2-Brique creuses (10cm)130 daN/m²

3-Enduit intérieur (2cm) (18 daN/m²/cm).....36 daN/m²

P = 202 daN/m²

BAEL91 : $\phi_{max} \leq \frac{hd}{10}$ avec $hd = 14$ cm

$\phi_{max} \leq \frac{14}{10} = 1.4$ cm \Rightarrow on prend $\phi_{max} = 1$ cm = 10 mm

Calcul de l'enrobage :

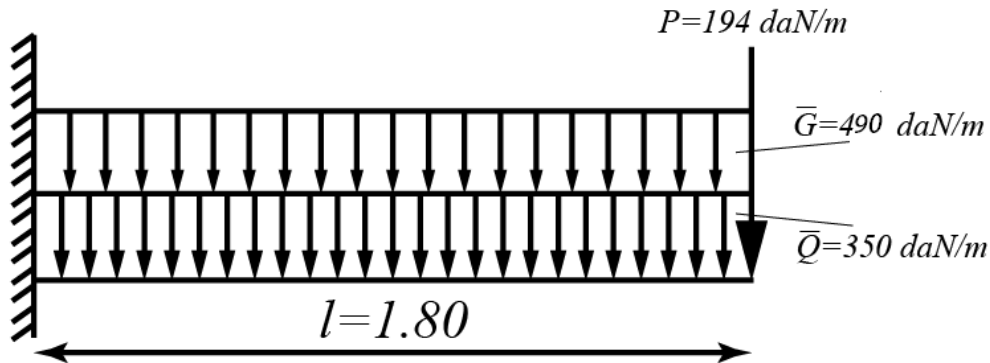
Fissuration peu nuisible donc $a = 1$ cm.

$c = a + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15$ mm = 1.5 cm

Calcul de la hauteur utile :

$$d = hd - c = 14 - 1.5 = 12.5\text{cm}$$

IV.3.3. Moment fléchissant :



figureIV.26 : Schémas statique du balcon

- Etat limite ultime (ELU) :

$$Mu = -[1.35g + 1.5q] \frac{L^2}{2} - 1.35 * P * L * 1m$$

$$Mu = -[1.35 * 490 + 1.5 * 350] \frac{1.8^2}{2} - 1.35 * 194 * 1.8 * 1m$$

$$Mu = -2373.87\text{daN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$Mser = -(g + q) * \frac{L^2}{2} - P * L * 1m$$

$$Mser = -(490 + 350) * \frac{1.8^2}{2} - 194 * 1.8 * 1m$$

$$Mser = -1695.42\text{daN.m}$$

IV.3.4) Calcul de ferrailage :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$Mu = -2373.87\text{daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23738.7}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.134$$

$$\mu = 0.134 < \mu l = 0.392(\text{acier FeE400}) \text{ et } A \notin \text{ et } 1000\text{Es} > 1000\text{El} \sigma_s = \frac{400}{1.5} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.181$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.972$$

Détermination des armatures :

$$Au = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{23738.7}{348 * 0.972 * 12.5} = 5.89\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$Amin = 0.0008 * b * d = 1.12\text{cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } Au = \max(Acal ; Amin) = \max(5.89 ; 1.12)\text{cm}^2 = 5.89\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T12/ml \Rightarrow A_u = 6.79 \text{ cm}^2/ml$$

✓ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ser} = -1695.42 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ FeE400 \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_{b0}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{23738.7}{16954.2} = 1.4$$

$$\alpha = 0.181 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.400 \Rightarrow \sigma_b = 11.33 \text{ MPa} < \sigma_b = 0.6 * f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

\Rightarrow condition vérifiée.

Donc le ferrailage calculé a l'E.L.U convient pour l'E.L.S

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T8/ml \Rightarrow A_u = 6.79 \text{ cm}^2/ml$$

Détermination des armatures transversales :

$$T_{max} = 2377.08 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{23770.8}{100 * 100 * 12.5} = 0.190 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.190 \text{ MPa} < \tau_l = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y pas de reprise de bétonnage.

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Vérification si le calcul de flèche est nécessaire :

$$\frac{hd}{lx} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{hd}{lx} = \frac{14}{180} = 0.08$$

$$0.08 > \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \rho = \frac{5.89}{100 * 12.5} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Donc : Puisque les deux conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

La figure suivante montre le ferrailage du balcon Type I.

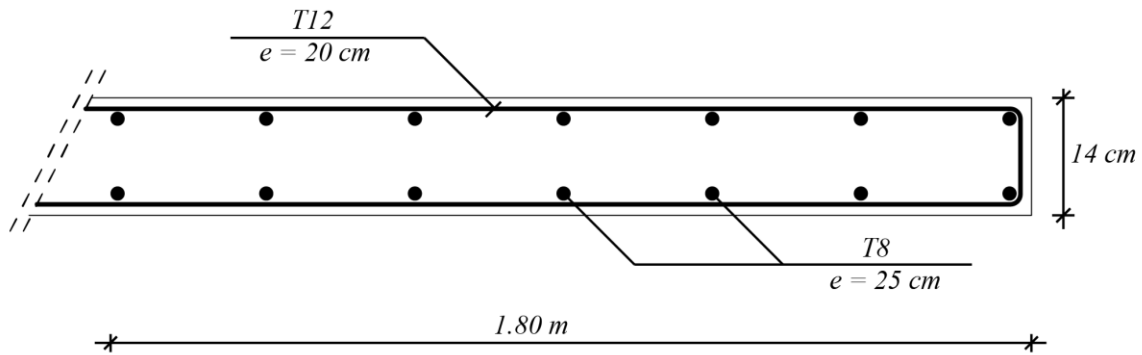


Figure IV.27 : Dessin du ferrailage du balcon type I.

Balcon Type II :

- **Epaisseur de balcon :**

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Résistance au feu : 11cm pour 2h de coupe-feu.

Condition de rigidité : $\frac{L}{20} \leq hd \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 3\text{cm} \leq hd \leq 4\text{cm} \Rightarrow hd = 4\text{cm}$.

Conclusion : on prend $hd = 14 \text{ cm}$

II.2.4.1) Descente de charges

✓ Charge Permanent

1-Carrelage + sable +mortier de pose.....	104 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (14 cm).....	$2500 \times 0.14 = 350 \text{ daN/m}^2$
3-Enduit en ciment (2 cm) (18 daN/m ²)	36 daN/m ²
$\bar{G} = 490 \text{ daN/m}^2$.	

✓ Surcharge d'exploitation

Les balcons pour locaux à usage d'habitation $Q = 350 \text{ daN/m}^2$

✓ Charge due au poids du mur

1-Enduit extérieur 2cm (18daN/m ² /cm).....	36daN/m ²
2-Brique creuses (10cm)	130 daN/m ²
3-Enduit intérieur (2cm) (18daN/m ² /cm).....	36 daN/m ²

P = 202 daN/m²

BAEL91 : $\phi_{max} \leq \frac{hd}{10}$ avec $hd = 14\text{cm}$

$\phi_{max} \leq \frac{14}{10} = 1.4\text{cm} \Rightarrow$ on prend $\phi_{max} = 1\text{cm} = 10\text{m}$

Calcul de l'enrobage :

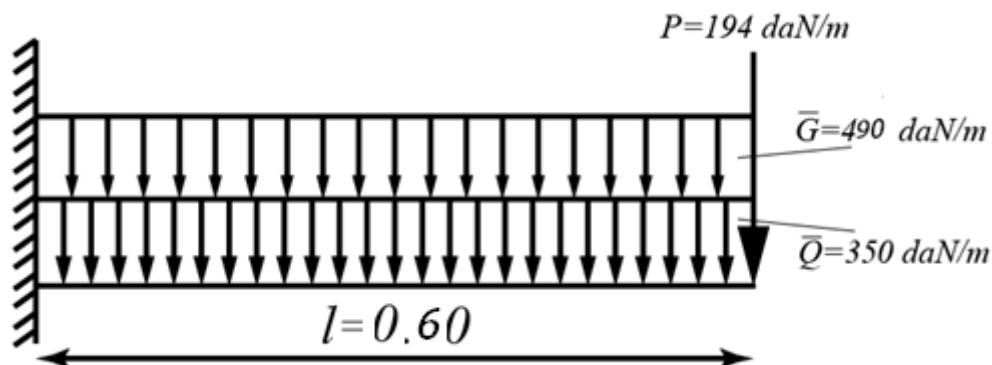
Fissuration peu nuisible donc $a = 1\text{cm}$.

$$c = a + \frac{\emptyset}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15\text{mm} = 1.5\text{cm}$$

Calcul de la hauteur utile :

$$d = h_d - c = 14 - 1.5 = 12.5\text{cm}$$

IV.3.3. Moment fléchissant :



figureIV.28 : Schémas statique du balcon

- Etat limite ultime (ELU) :

$$Mu = -[1.35g + 1.5q] \frac{L^2}{2} - 1.35 * P * L * 1m$$

$$Mu = -[1.35 * 490 + 1.5 * 350] \frac{0.6^2}{2} - 1.35 * 194 * 0.6 * 1m$$

$$Mu = -370.71\text{daN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$Mser = -(g + q) * \frac{L^2}{2} - P * L * 1m$$

$$Mser = -(490 + 350) * \frac{0.6^2}{2} - 194 * 0.6 * 1m$$

$$Mser = -276.60\text{hdan.m}$$

IV.3.4) Calcul de ferrailage :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$Mu = -370.71\text{daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b * b * d} = \frac{3707.1}{11.33 * 100 * 12.5^2} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392(\text{acier FeE400}) \text{ et } A \notin \text{ et } 1000\text{Es} > 1000\text{El} \sigma_s = \frac{400}{1.5} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.990$$

Détermination des armatures :

$$Au = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{3707.1}{348 * 0.990 * 12.5} = 0.87\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 * b * d = 1.12cm^2$$

$$\text{Conclusion : } A_u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(0.87 ; 1.12)cm^2 = 1.12cm^2$$

Choix des armatures :

$$1T12/ml \Rightarrow A_u=1.13cm^2/ml \text{ e}=100 \text{ refusé} \Rightarrow 3T12=3.39cm^2 \text{ e}=33cm$$

✓ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ser} = -276.60daN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ FeE400 \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{370.71}{276.60} = 1.34$$

$$\alpha = 0.026 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.400 \Rightarrow \sigma_b = 11.33MPa < \sigma_b = 0.6 * f_{c28} = 12MPa \\ \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc le ferrailage calculé a l'E.L.U convient pour l'E.L.S

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85cm^2$$

Choix des armatures :

$$1T12/ml \Rightarrow A_u=1.13cm^2/ml \text{ e}=100 \text{ refusé} \Rightarrow 3T12=3.39cm^2 \text{ e}=33cm$$

Détermination des armatures transversales :

$$T_{max} = 2377.08daN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{3707.1}{100 * 100 * 12.5} = 0.030MPa$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma b}; 5MPa\right) = 2.67MPa$$

$$\tau_u = 0.030MPa < \tau_l = 2.67MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y pas de reprise de bétonnage.

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Vérification si le calcul de flèche est nécessaire :

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{hd}{l_x} = \frac{14}{60} = 0.23$$

$$0.23 > \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{100 * 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : Puisque les deux conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

La figure suivante montre le ferrailage du balcon Type I.

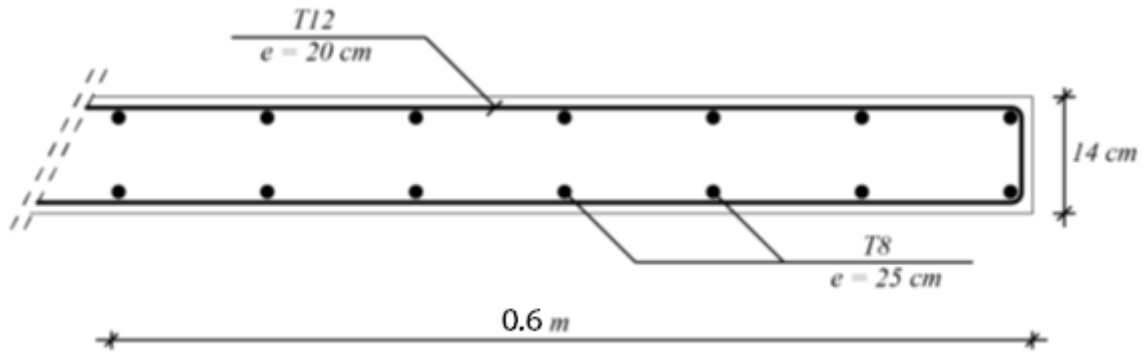


Figure IV.29 : Dessin du ferrailage du balcon type II.

CHAPITRE 05 :
ETUDE DE L'ASCENSEUR

V-1. Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale qui permet d'assurer le transport des personnes, ou des marchandises en toute sécurité.

La cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier.

V-2 Caractéristiques :

Les dimensions de la cabine sont en fonction de nombre personnes à transporter.

LC : Largeur de la cabine = 1.10 m ;

PC : Profondeur de la cabine = 1.40 m ;

LG : Largeur de la gaine = 1.60 m ;

PG : Profondeur de la gaine = 1.90m ;

HC : Hauteur de la cabine = 2.20 m ;

BT : Passage libre d'accès = 0.8 m ;

HT : Hauteur libre de l'accès = 2.00 m ;

HQ : Hauteur de course = 31.96m.

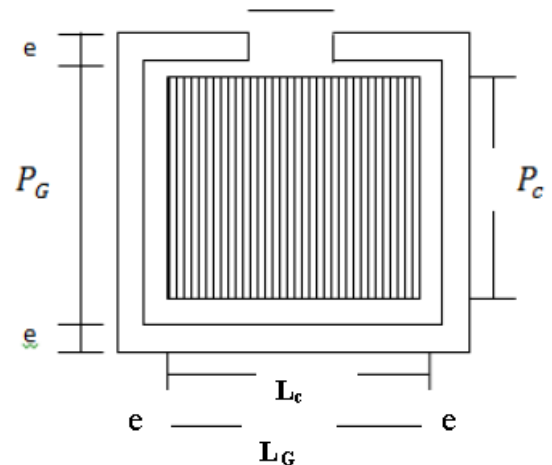


figure V.1 : dimensionnement de l'ascenseur

Remarque :

On dimensionne notre ascenseur, tout en assurant la protection contre le feu et le bruit, cela se réalise par une gaine d'ascenseur qui est en béton armé d'une épaisseur de 20cm

$$\text{Surface utile minimale} = LC \times PC = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

- D'après la norme **NFP 82 – 208**. On a une charge nominale de 450 Kg qui correspond à une surface utile maximale 1.30 m².
- Le nombre de passagers est le plus petit nombre obtenu de la manière suivante : le rapport de la charge nominale divisé par le poids moyen d'une personne qui est égale à : 75kg.
- $450/75 = 6$ personnes.

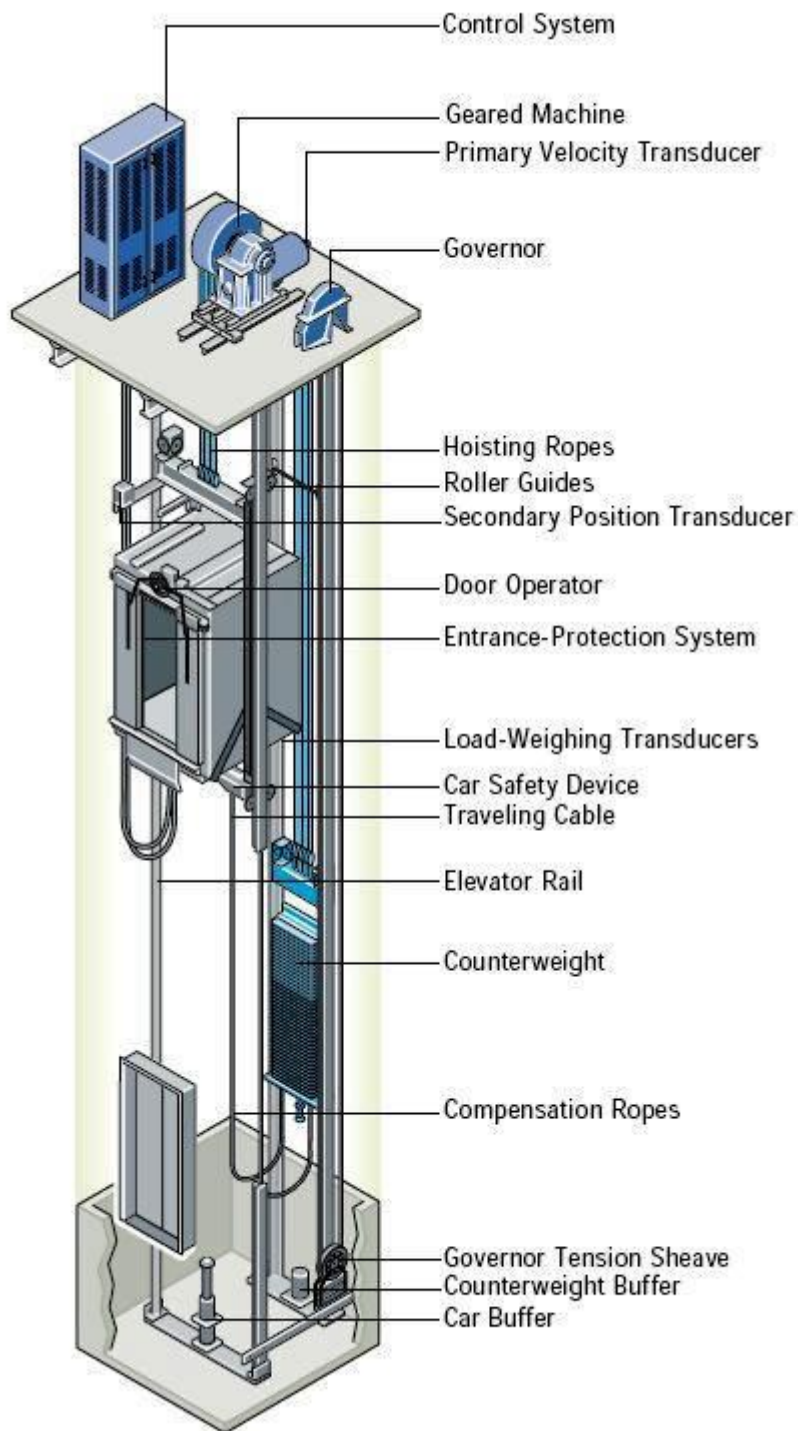


Figure V.2 : Ascenseur électrique

V-3 Descente de charge :

a) *Charge d'exploitation:*

$$q = 450 \text{ Kg} \rightarrow (6 \text{ Personnes})$$

b) *Charge permanente :* (NEP 82-210)

1. Masse de la cabine M_1 :

$$\text{Surface latérale } S_1 : S_1 = (2 \times LC + PC) \times HC = (2 \times 1.10 + 1.40) \times 2.20 = 7.92 \text{ m}^2$$

$$M_1 = 11.5 \text{ Kg/m}^2 \text{ majorée de } 10 \%$$

$$M_1 = 11.5 \times 7.92 \times 1.10 = 100.19 \text{ Kg}$$

2. Masse du plancher M_2 :

$$S_2 = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8 \text{ Kg}$$

3. Masse du toit M_3 :

$$S_2 = LC \times PC = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ Kg}$$

4. Masse de l'arcade M_4 :

$$M_4 = 60 \text{ Kg} + (60 \text{ Kg/m} \times LC_{(m)}) = 60 + (60 \times 1.10 \text{ m}) = 126 \text{ Kg}$$

5. Masse du parachute M_5 :

$$M_5 = 100 \text{ Kg} \text{ (à prise amortie)} ; (V > 1 \text{ m/s})$$

6. Masse des accessoires M_6 :

$$M_6 = 80 \text{ Kg}$$

7. Masse de la porte M_7 :

$$M_7 = 80 + 25 \times (BT \times HT) = 80 + 25 (0.8 \times 2) = 120 \text{ Kg}$$

8. Masse des poulies de mouflages M_8 :

$$M_8 = 30 \times n = 30 \times 2 = 60 \text{ Kg} \text{ (n = 2 poulies)}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_m = \sum_{i=1}^8 M_i$$

$$P_m = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 = 724.79 \text{ Kg}$$

c) Masse du contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{q}{2} \quad ; \text{ avec } \begin{array}{l} P_p : \text{Contre poids} \\ P_m : \text{Poids mort} \\ q : \text{Charge en cabine} \end{array}$$

$$P_p = 724.79 + \frac{450}{2} = 949.79 \text{ Kg}$$

Remarque :

Dans un ascenseur moderne, le contre poids (P_p) équilibre la demi charge en cabine tandis que, la demi charge restante et le poids mort (P_m) seront soulevées par le moteur.

Calcul de la charge de rupture C_r :

$$C_r = C_{r1} \times n \times m \dots \dots \dots (1)$$

Tel que : C_r : Charge de rupture totale
 C_{r1} : Charge de rupture d'un seul câble
 n : Nombre de câbles
 m : Nombre de mouflages

On sait que : $C_s = \frac{C_r}{M} \dots \dots \dots (2)$ où : C_s : Coefficient de sécurité

$$M = q + P_m + P_{\text{câble}} \dots \dots \dots (3)$$

$P_{\text{câble}}$ est négligeable par rapport aux poids mort P_m et charge de la cabine q

donc :

$$M = q + P_m$$

$$\text{Généralement : } \frac{D}{d} > 40 \quad \text{On prend } \frac{D}{d} = 45$$

Avec :

D : Diamètre de poulies de mouflages = 550 mm

d : Diamètre de câble

$$d = \frac{D}{45} = \frac{550}{45} = 12.22 \text{ mm} \rightarrow \text{Tableau p99 du ascenseur et monte charge}$$

$$d = 12.6 \text{ mm}$$

Caractéristiques du câble :

La charge admissible totale : 8152 Kg

Masse linéaire : 0.515 Kg/m

Coefficient de sécurité de câblage=0.85.

$$(2) \Rightarrow C_r = C_s \times M \times \frac{1}{0.85} = C_s(q + P_m) \times \frac{1}{0.85}$$

$$C_r = \frac{12 (450 + 724.79)}{0.85} = 16585.3 \text{Kg}$$

$$(1) \Rightarrow n = \frac{C_r}{C_{r1} \times m} = \frac{16585.3}{8152 \times 2} = 1.02$$

Soit $n = 2$ câbles.

Détermination des poids des câbles M_9 :

$$M_9 = 0,515 \times 2 \times 32.21 = 33.18 \text{ Kg}$$

$$(3) \Rightarrow M = 450 + 724.79 + 33.18 = 1207.97 \text{ Kg.}$$

Vérification :

$$C_r = 8152.2 \times 1 \times 0.85 = 27716.8 \text{ Kg}$$

$$(2) \Rightarrow C_s = \frac{27716.8}{1207.97} = 22.94 > 12 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{câble}} + P_{\text{treil}}$$

$$P_{\text{treil}} = 1200 \text{ Kg} \quad \text{y compris le poids du moteur}$$

$$G = 724.79 + 949.79 + 33.18 + 1200$$

$$G = 2907.76 \text{ Kg}$$

V-4 Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 2907.76 + 1.5 \times 450) = 4600.476 \text{kg}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q = 2907.76 + 450 = 3357.76 \text{ Kg}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

Nombre d'appuis : 04

\Rightarrow Pour chacun des quatre appuis :

$$q_u = Q_u / 4 = 1150.12 \text{ Kg}$$

$$q_{\text{ser}} = Q_s / 4 = 839.44 \text{ Kg}$$

D'après l'article A 5. 2. 4. Du BAEL 91

Si $q_u < \overline{Q_u} = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas

nécessaires,

avec :

q_u : Charge utile pour chaque appui ;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par l'article A3.25 du **BAEL91**;

h : Epaisseur totale de la dalle=16cm ;

u : Dimension parallèle à L_x ;

v : Dimension parallèle à L_y .

Surface d'impact : $a \times b = (0.10 \times 0.10) \text{ m}^2$

$$u = v = \left[a + 2 \frac{h}{2} \right] = 10 + 2 \frac{16}{2} = 26 \text{ cm}$$

$$U_c = \left[a + 2 \frac{h}{2} \right] \times 4 = \left[10 + 2 \frac{16}{2} \right] \times 4 = 104 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \overline{Q_u} = 0.045 \times 104 \times 16 \times \frac{20}{1,5} = 99840 \text{ N} = 9.98 \text{ t}$$

$$\overline{Q_u} = 9.98 \text{ t} > q_u = 1.15 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors la dalle résiste au poinçonnement

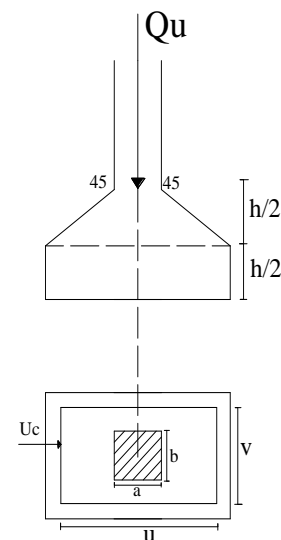


Fig V.3 : Rectangle d'impact

V-5 Calcul de sollicitation de la dalle machine :

Dalle avec charge localisée :

L'étude de la dalle soumise à des charges localisées sur quatre côtes est calculée à partir des abaques de PIGEAUT. Les abaques donnent le moment par mètre linéaire au centre de la dalle.

$$M_x = P_u (M_1 + \nu M_2) \quad P_u: \text{La force appliquée sur la surface considérée}$$

$$M_y = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

$$\text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ pour l'E.L.U (Article A21.3 BAEL 91)} \\ 0.2 \text{ pour l'E.L.S} \end{array} \right.$$

$$P_u = \frac{Qu}{(u+v)} = \frac{4600.48}{0.26+0.26} = 8847.08kg$$

$$P_s = \frac{Q_s}{(u+v)} = \frac{3357.76}{0.26+0.26} = 6457.23kg$$

ELUR :

$$M_x^u = P_u \times M_1$$

$$M_y^u = P_u \times M_2$$

ELS :

$$M_{x\ ser} = P_s (M_1 + 0.2 M_2)$$

$$M_{y\ ser} = P_s (M_2 + 0.2 M_1)$$

M_1 et M_2 sans dimensions, et elles sont obtenues à partir du rapport $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$

dans les différents abaques suivant le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

V-6 Calcul des moments dus aux charges concentrées :

$$l_x = 1.60$$

$$l_y = 1.90$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84$$

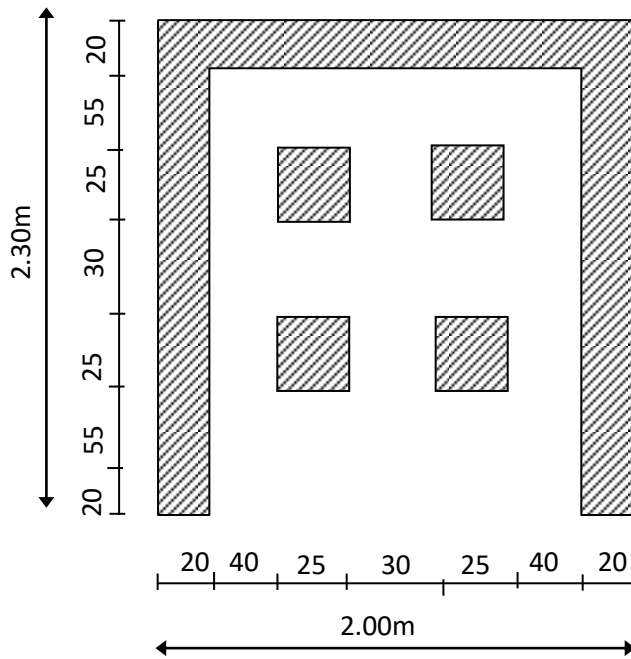


Fig.V.4 . Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

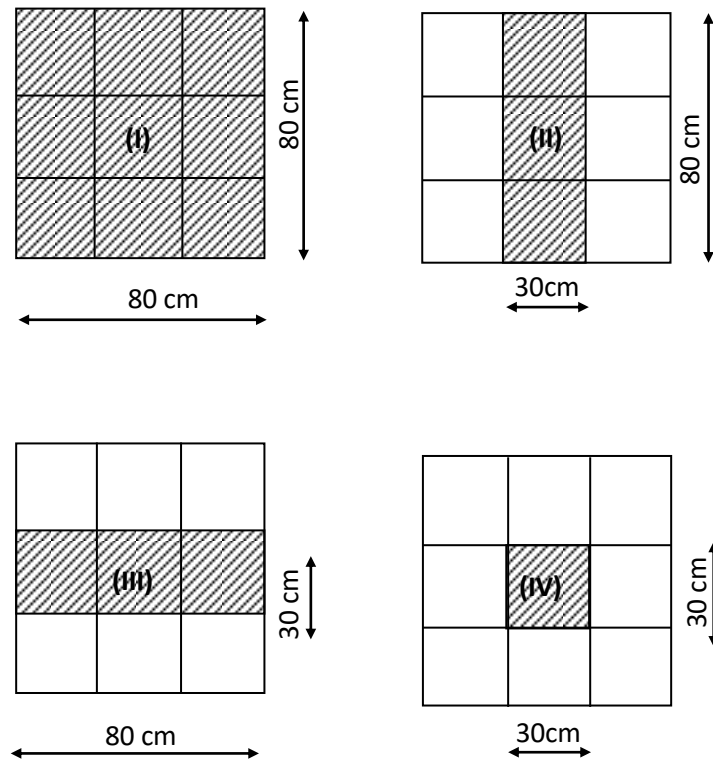


Fig.V- 5 . Chargement de panneau

Donc les moments aux centres sont :

$$M_{x c} = M_{x I} - M_{x II} - M_{x III} + M_{x IV}$$

$$M_{y c} = M_{y I} - M_{y II} - M_{y III} + M_{y IV}$$

Avec :

$$M_x = M_1 \times Q'$$

$$M_y = M_2 \times Q'$$

où :

$$Q' = q' \times S$$

S: Surface sollicité

Le tableau suivant donne le moment des différents rectangles :

	I	II	III	VI
u	0.8	0.3	0.8	0.3
v	0.8	0.8	0.3	0.3
u/l_x	0.5	0.19	0.5	0.19
v/l_y	0.42	0.42	0.16	0.16
M₁	0.112	0.16	0.123	0.184
M₂	0.081	0.097	0.109	0.139
S=U.V	0.64	0.24	0.24	0.09
Qu=p_u.s	47108.88	17665.83	17665.83	6624.69
M_{xu}=Q_u.M₁/l_x	52761.942	28265.3261	21728.9694	12189.4219
M_{yu}=Q_u.M₂/l_y	38158.1902	17135.8539	19255.7534	9208.31326
M_{cxu}	14957.068			
M_{cyu}	10974.8961			
Q_s'=p_s.s	34383.4624	12893.7984	12893.7984	4835.1744
M_{xs}=Q'_s.(M₁+0,2M₂)	4407.95988	2313.14743	1867.02201	1024.08994
M_{ys}=Q'_s.(M₂+0,2M₁)	3555.25001	1663.29999	1722.61147	850.02366
M_{cxs}	12518.8038			
M_{cys}	10193.6221			

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des moments dus aux charges concentrées

V-7 Etude de la dalle avec charges réparties :

a) *Descente de charge :*

Epaisseur de la dalle (e = 15 cm)

$$G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow G = 4000 \text{ N/m}^2$$

La dalle n'est pas accessible $\rightarrow Q = 1000 \text{ N/m}^2$

$$Q_{Ru} = 1.35G + 1.5Q = 6900 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{Rs} = G + Q = 5000 \text{ N/m}^2$$

b) *Calcul des moments dus aux charges réparties :*

$$\rho = l_x/l_y = 1.60/1.90=0.84$$

$$\begin{cases} M_{xR} = \mu_x \times Q_{Ru} \times l_x^2 \\ M_{yR} = \mu_y \times M_x \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_{xu} = 0.0517 \\ \mu_{yu} = 0.6678 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_{xs} = 0.0586 \\ \mu_{ys} = 0.7655 \end{cases}$$

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{xr} = 0.0517 \times 6900 \times 1.6^2 = 913.23 \text{ N.m} \\ M_{yr} = 0.6678 \times 913.23 = 609.85 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{xr} = 0.0586 \times 5000 \times 1.6^2 = 750.08 \text{ N.m} \\ M_{yr} = 0.7655 \times 750.08 = 574.19 \text{ N.m} \end{cases}$$

Les moments de la dalle machine :

Les moments appliqués au centre de la plaque seront donc :

$$M = M_c + M_r$$

Avec :

M_c : Moment concentrés

M_r : Moments réparties

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_x = M_{cxu} + M_{xru} = 14957.07 + 913.23 = 15870.3 \text{ N.m} \\ M_y = M_{cyu} + M_{yru} = 10974.9 + 609.85 = 11584.7 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_x = M_{cxs} + M_{xrs} = 12518.8 + 750.08 = 13268.88 \text{ N.m} \\ M_y = M_{cys} + M_{yrs} = 10193.62 + 574.19 = 10767.81 \text{ N.m} \end{cases}$$

Les moments en appuis et en travée valent alors :

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.30 M_0$$

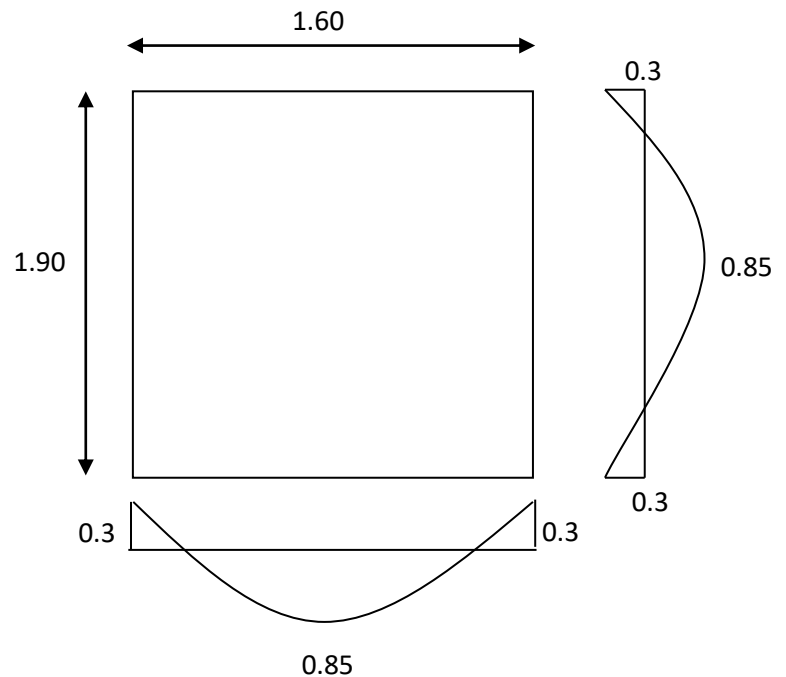


Fig V.6 . moment de la dalle

	E.L.U	E.L.S
M_{tx}(N.m)	13489.8	11278.5
M_{ax}(N.m)	-4761.1	-3980.7
M_{ty}(N.m)	9847.0	9152.6
M_{ay}(N.m)	-3475.4	-3230.3

Tableau V- 2. Tableau récapitulatif des moments en appui et en travée

V-8 Calcul du ferrailage :

La section de calcul est de dimension (100 x 15) cm²

Sens x – x :

En travée :

ELU :

$$M_{tu} = 13489.8 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0.057 ; \quad \alpha = 0.073 ; \quad \beta = 0.971 ; \quad A_c = 2.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = 2.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$4T10 / \text{ml} \rightarrow A_{tx} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25\text{cm}$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire et } A' \neq \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13489.8}{11278.5} = 1.2$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,3 > \alpha = 0.073$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

En appui :

E.L.U :

$$M_a = -4761.1 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0.023; \quad \alpha = 0.029; \quad \beta = 0.988$$

$$A_c = 1.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$4\text{T}10 / \text{ml} \rightarrow A_a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \quad \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4761.1}{3980.7} = 1.2$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.3 > \alpha = 0.029 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_b) \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \end{array} \right.$$

\Rightarrow Armatures pour l'ELU sont maintenues

Le tableau suivant donne les différents moments et les différents ferraillements de la dalle machinent :

Tableau V-3: Tableau récapitulatif au ferraillement

	Sens x - x		Sens y - y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment à l'ELU [N.m]	13489.8	-4761.1	9847.0	-3475.4
Moment à l'ELS [N.m]	11278.5	-3980.7	9152.6	-3230.3
Choix	4T10 e = 25	4T10 e = 25	4T10 e = 25	4T10 e = 25

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$T_{u \max} = q_u + Q_{Ru} \frac{l_x}{2} = 11501.2 + 6900 \times \frac{1.6}{2} = 17021.2 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{17021.2}{100 \times 16 \times 100} = 0.106 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.106 < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Vérification de la flèche :

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h_d}{l_x} = \frac{0.16}{1.60} = 0.01 \\ \frac{M_t}{20M_x} = \frac{9847.0}{20 \times 13268.88} = 0.037 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 \\ \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A}{bd} < \frac{2}{fe} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE 06 :
ETUDE DYNAMIQUE

VI. Etude sismique

VI.1- Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

VI.2- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

VI.2.1- Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure.

Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]
 1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
 2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : ● tous groupe.

Zone IIa : ● groupe d'usage 3.

● groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : ● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2014 »**).

VI.2.2- Méthode dynamique :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normales, contraintes σ ...)

VI.3- Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :
Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.
- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

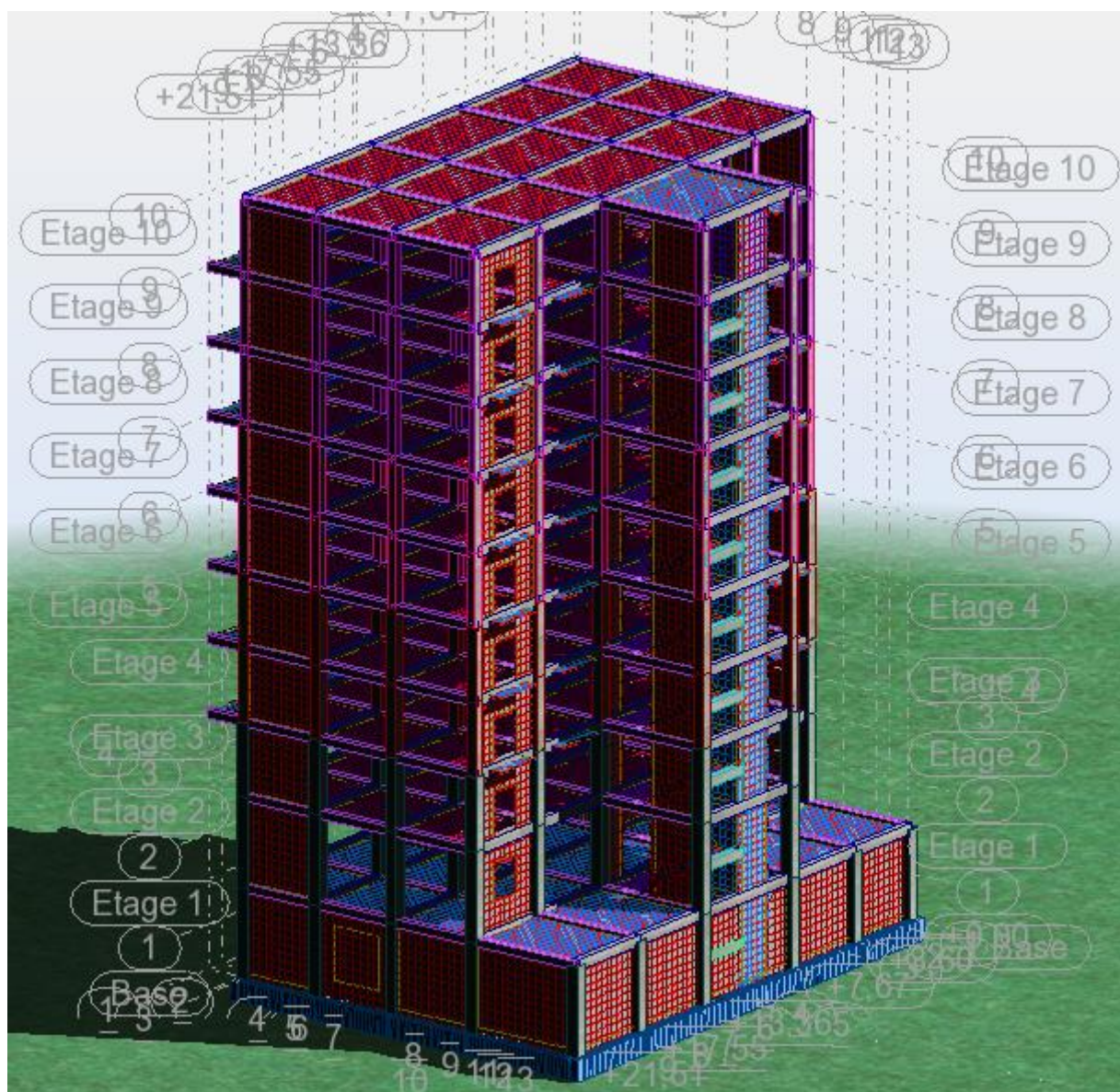


Fig.VI.1: Interface du Robot Bat

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$

- 4) 0.8G - E
- 5) G + Q + E
- 6) G + Q - E

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone: IIa

Usage: 2

Assise : S₂

Coefficient de qualité : 1.200

Coefficient de comportement : 3.500

Amortissement: 7.00 %

VI.4- interprétation des résultats :

VI.4.1- Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure

b. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

- T₂** : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)
- η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site ferme (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.40s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau est égale à 31.96m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (31.96)^{3/4} \Rightarrow T = 0.672s$$

$$T_2 = 0.4s \leq T = 0.672s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.55}$$

a) Coefficient d’accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment

- **Zone IIa**
 - **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d’importance moyenne)
- $\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$

b) Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow \mathbf{R = 4}$ [RPA99 (version2003)/tableau 4]

c) Facteur de qualité Q :

Tableau.VI.1: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	0.1	0.1
	0.25	0.25

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.25 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

c) **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donnée par le logiciel robot bat :

$$W = 4328,013 \text{ KN}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.25}{4} \times 43280,13 = 3144,57 \text{ KN}$$

d) **la** $80\%V = 2515,66 \text{ KN}$

ré

sultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx

$$V_x = 4135,49 \text{ KN} > 80\% V \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 3841,61 \text{ KN} > 80\% V \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

$$\Rightarrow \text{le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : } K \geq 3\sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 10 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{10} \Rightarrow K \geq 10 \text{ mod } es$$

VI.4.3 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0.78 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.672 = 0.8736 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VI.4.4. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

✓ **Exemple de calcul** : (Niveau : 4 ; 3)

Suivant X-X : $\delta_{ek} = 1.9\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 1.2\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 2.8\text{cm}$$

Suivant Y-Y : $\delta_{ek} = 2.8\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 2.1\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 2.8\text{cm}$$



Vérification : $\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3.06\text{cm}$

$$\Delta K_x = 2.8\text{cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = 2.8\text{cm} < \Delta_{radm}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Tableau.VI. 2: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

h_k (cm)	Δ_{ek}		Δ_k		vérification
	sens x	sens y	sens x	sens y	
306	0,3	0,1	1,2	0,4	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	0,9	0,6	2,4	2,0	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	1,5	1,2	2,4	2,4	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2,1	1,9	2,4	2,8	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2,8	2,5	2,8	2,4	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	3,5	3,2	2,8	2,8	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	4,2	3,9	2,8	2,8	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	4,9	4,6	2,8	2,8	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
374	5,6	5,4	2,8	3,2	$< \Delta_{radm}=3.74\text{cm}$
374	6,1	6,2	2,0	3,2	$< \Delta_{radm}=3.74\text{cm}$

VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

2

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le

facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Calcul V_k :**

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_t : Force sismique totale.

On a $T = 0.672 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.T.V$ [RPA99 (version2003)/4.2.5]

$$\Rightarrow F_t = 0 \text{ KN}$$

Tableau VI.3: Vérification de l'effort p- Δ

h_k	Δ_{ek}		Δ_k		V_{stat}	F_t	$V-F_t$	V_k	Θ_x	Θ_y	verifi
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y							
3,06	0,003	0,001	0,012	0,004	3144,57	00	3144,57	288,15	0,027	0,009	≤ 0.1
3,06	0,009	0,006	0,024	0,02	3144,57	00	3144,57	804,71	0,038	0,032	≤ 0.1
3,06	0,015	0,012	0,024	0,024	3144,57	00	3144,57	1282,18	0,025	0,025	≤ 0.1
3,06	0,021	0,019	0,024	0,028	3144,57	00	3144,57	1697,07	0,019	0,022	≤ 0.1

3,06	0,028	0,025	0,028	0,028	3144,57	00	3144,57	2062,87	0,018	0,018	≤ 0.1
3,06	0,035	0,032	0,028	0,028	3144,57	00	3144,57	2372,69	0,016	0,016	≤ 0.1
3,06	0,042	0,039	0,028	0,028	3144,57	00	3144,57	2625,69	0,014	0,014	≤ 0.1
3,06	0,049	0,046	0,028	0,028	3144,57	00	3144,57	2861,51	0,016	0,016	≤ 0.1
3,74	0,056	0,054	0,028	0,032	3144,57	00	3144,57	3018,60	0,012	0,013	≤ 0.1
3,74	0,061	0,062	0,02	0,032	3144,57	00	3144,57	3144,57	0,013	0,020	≤ 0.1

CHAPITRE 07 :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VII) Etude des éléments structuraux :**VII.1) Les portiques :****VII.1.1) Introduction :**

Le Calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaire (Charges permanents et d'exploitations et sismiques) selon les combinaisons d'action définis dans les deux règlements de calcul utilisée à ce effet à savoir le règlement de calcul **BAEL [1]** ; et le règlement **RPA 99/version 2003 [5]** ;

Combinaisons d'action :

Dans le cas de bâtiments courants les actions sont notées comme suit :

G : charges permanentes

Q : charges exploitations

E : efforts sismiques

Pour les poutres et poteaux :

Combinaison fondamentale BAEL 91 :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q$$

Combinaison accidentel RPA99 version 2003 :

$$G + Q + EX ; G + Q + EY ;$$

$$0.8G EX ; 0.8G EY$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « Robot »

VII.1.2) Ferrailage des poutres

On distingue deux types des poutres :

Poutres principales : (30X45) cm²

Poutres secondaire : (30X35) cm²

Ferrailage réglementaire :**Recommandation du RPA99 (version 2003)[5] :****a) Armatures longitudinales :**

- Armatures minimales : $0.5\% \times b$ en zone Iia.
- Amrature maximale : $4\% \times B$ en zone courante
 $6\% \times B$ en zone de recouvrement

Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone Iia

Avec :

B : section de la poutre

b) Armature transversales :

La qualité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : largeur de la section

S : l'espacement des armatures transversales

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En dehors de la zone nodale : $s = \frac{h}{2}$

➤ **Règlement BAEL 91[1]:**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 * \frac{ft28}{fe} * b * d \Rightarrow \text{pour les armatures tendus}$$

VII.1.2.1) Les sollicitations des poutres :

À l'aide du fichier des résultats donnés par logiciel « Robot », on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchant

Type	Etat limite ultime		Etat limite de service		Etat accidentel		Effort tranchant T [KN]
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
PP(30x45)	114.41	116.76	81.04	82.72	156.34	110.54	127.84
PS(30x35)	51.60	99.61	36.36	70.22	107.73	91.78	90.80

VII.1.2.2) Armatures longitudinales :

➤ **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) [5]**

Poutre principale $A_{min} = 0.005 * 30 * 45 = 6.75cm^2$

Poutre secondaire $A_{min} = 0.005 * 30 * 35 = 5.25cm^2$

➤ **Condition imposées par le BAEL91 [1]**

Poutre principale : $A_{min} = 0.23 * \frac{1.8}{400} * 30 * 40.5 = 1.26cm^2$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{min} = 0.23 * \frac{1.8}{400} * 30 * 31.5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

VII.1.2.3) Détermination des armatures :

Exemple de calcul :

poutre principal (30x45)

A- En travée :

Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_t^u = 114.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{114410}{11.33 * 30 * 40.5^2} = 0.205$$

$$\mu = 0.205 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.290$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.884$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{114410}{348 * 0.884 * 40.5} = 9.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite service ELS**

$$M_{t \text{ ser}} = 81.04 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \end{array} \right. \Rightarrow \alpha? < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{114.41}{81.04} = 1.41$$

$$\alpha = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.41 > \alpha = 0.290 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b' = 12 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right. \Rightarrow \text{armature ELU maintenus}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_{t \text{ acc}} = 156.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{156340}{14.78 * 30 * 40.5^2} = 0.215$$

$$\sigma_b = 0.85 \left(\frac{f_{c28}}{\delta b} \right) = 14.78 \text{ MPa}; \delta b = 1.15 \text{ pour situation accidentel}$$

$$\mu = 0.215 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.306$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.878$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{156340}{400 * 0.878 * 40.5} = 10.99 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = \max(9.18; 10.99; 1.26) = 10.99 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T16 + 2T14 \Rightarrow A = 11.12 \text{ cm}^2$$

B- En appuis :

Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_a^u = 116.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{116760}{11.33 * 30 * 40.5^2} = 0.209$$

$$\mu = 0.389 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.296$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.882$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{116760}{348 * 0.882 * 40.5} = 9.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite service ELS**

$$M_{t \text{ ser}} = 82.72 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{FeE400} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \end{array} \right. \Rightarrow \alpha? < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{116.76}{82.72} = 1.41$$

$$\alpha = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.41 > \alpha = 0.296 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b' = 12MPa \\ \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right. \Rightarrow \text{armature ELU maintenue}$$

➤ **Situation accidentelle :**

Ma acc=110.54KN.m

$$\mu = \frac{Macc}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{110540}{14.78 * 30 * 40.5^2} = 0.152$$

$$\sigma_b = 0.85 \left(\frac{fc28}{\delta_b} \right) = 14.78MPa; \delta_b = 1.15 \text{ pour situation accidentelle}$$

$$\mu = 0.183 < \mu_{ab} = 0.392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.207$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.917$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{110540}{400 * 0.917 * 40.5} = 7.44cm^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = \max(9.42; 7.44; 1.26) = 9.42cm^2$$

Choix des armatures :

$$3T16+3T12 \Rightarrow A=9.42cm^2$$

VII.1.2.4) Vérification de l'effort tranchant :

Tu=127.84KN

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$Tu <? 0.267 * a * b * fc28$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.9 * 40.5 = 36.45 \\ Tu = 127840N \leq 0.267 * 36.45 * 30 * 20 * 10^2 = 583929N \Rightarrow CV \end{array} \right.$$

L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

on doit vérifier que :

$$Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \left(\frac{M_u}{0.9 * d} \right) \right)$$

$$Al = 11.12 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(127840 + \left(\frac{114410}{0.9 * 40.5} \right) \right) 10^{-2} = 3.77 \text{ cm}^2 =$$

> Condition Vérifié.

⇒ Aucune vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieur

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{127840}{30 * 40.5 * 100} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa}$$

(Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < \tau_u' = 2.66 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne

Section et écartement des armatures transversales At :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right)$$

$$\phi_t = \min(1.3; 3; 1.4) = 1.3 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 ⇒ $4\phi_8 \rightarrow At = 2.01 \text{ cm}^2$ (1cadre+1étrier).

d) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 * \delta t_1} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} * K}{0.8 * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \text{avec } \begin{cases} K = 1 \text{ flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta t_1 \leq \frac{At * 0.8 * f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 * 0.8 * 235}{30(1.05 - 0.3 * 1.8)} = 24.70 \text{ cm}$$

$$\delta t_2 = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(36.45; 40) = 36.45 \text{ cm}$$

$$\delta t_3 = \frac{At * f_e}{0.4 b_0} = \frac{2.01 * 235}{0.4 * 30} = 39.36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99V2003 :

- Zone nodale :

$$\delta t_4 \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 * 1.3 \right) = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow \delta t = 10 \text{ cm}$$

- Zone de courante :

$$\delta t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5cm \Rightarrow \delta t = 15cm$$

Donc : $\begin{cases} \delta t = 10cm \text{ en zone nodale} \\ \delta t = 15cm \text{ en zone courante} \end{cases}$

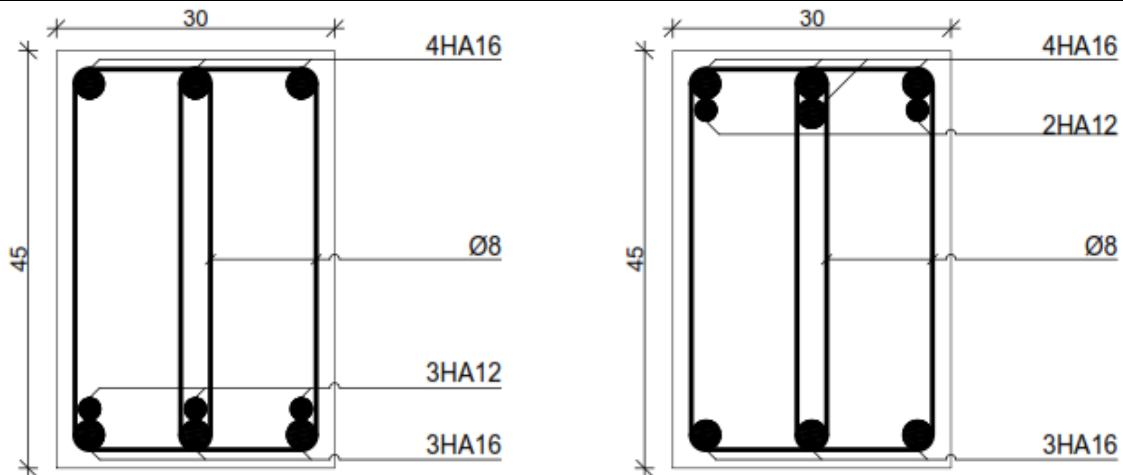
e) Vérification des armatures transversales :

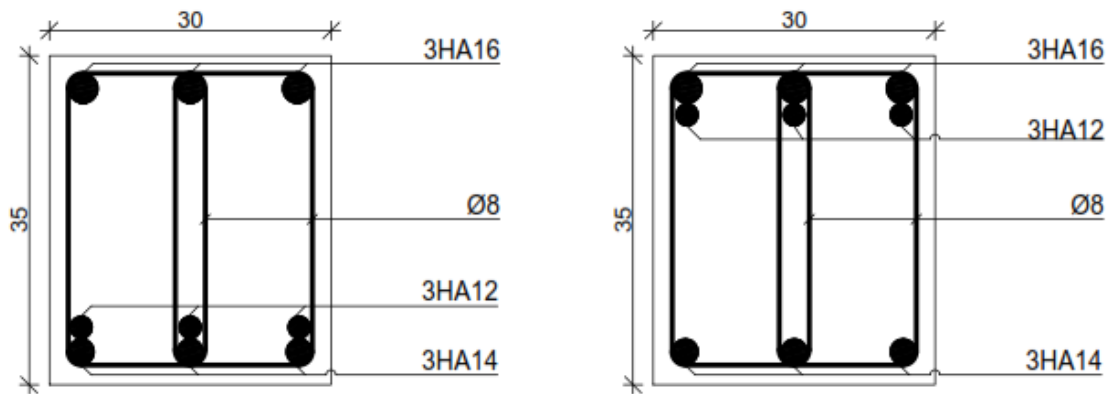
- Zone nodale :
 $A_{tmin} = 0.003 * 10 * 30 = 0.9cm^2$
- Zone courante :
 $A_{tmin} = 0.003 * 15 * 30 = 1.35cm^2$
- Longueur de recouvrement :
 $L_r = 40. \phi L_{max}$

Remarque : Le calcul des poutres secondaires se fait de la même façon que les poutres principales. Le tableau suivant donne le ferrailage de ces poutres.

Tableau VII.2 : tableau récapitulatif de ferrailage :

Type de poutres		Amin[cm ²]		Acal [cm ²]	Barre choisi	A adopter [cm ²]	Long de recouv [cm]
		BAE L	RPA				
Poutre Principale	Travée	1.26	6.75	10.99	4T16+2T14	11.12	65
	Appuis	1.26	6.75	9.15	3T16+3T12	9.42	65
Poutre Secondaire	Travée	0.98	5.25	9.39	3T16+3T12	9.42	60
	Appuis	0.98	5.25	7.87	3T14+3T12	8.01	60





figVII.1 : Exemple de ferrailage des poteaux

VII.1. Les poteaux :

Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

Leurs rôles :

- supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
 - effet du vent ;
 - effet de la dissymétrie des charges ;
 - effet de changement de la température ;
 - effet des efforts sismiques.
- limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

	Sens y-y	Sens x-x
$M_{x\max}$	$\rightarrow N_{corr}$	$\rightarrow A1$
N_{\max}	$\rightarrow M_{xcorr}$	$\rightarrow A2$
N_{\min}	$\rightarrow M_{xcorr}$	$\rightarrow A3$
$M_{y\max}$	$\rightarrow N_{corr}$	$\rightarrow A4$
N_{\max}	$\rightarrow M_{ycorr}$	$\rightarrow A5$
N_{\min}	$\rightarrow M_{ycorr}$	$\rightarrow A6$

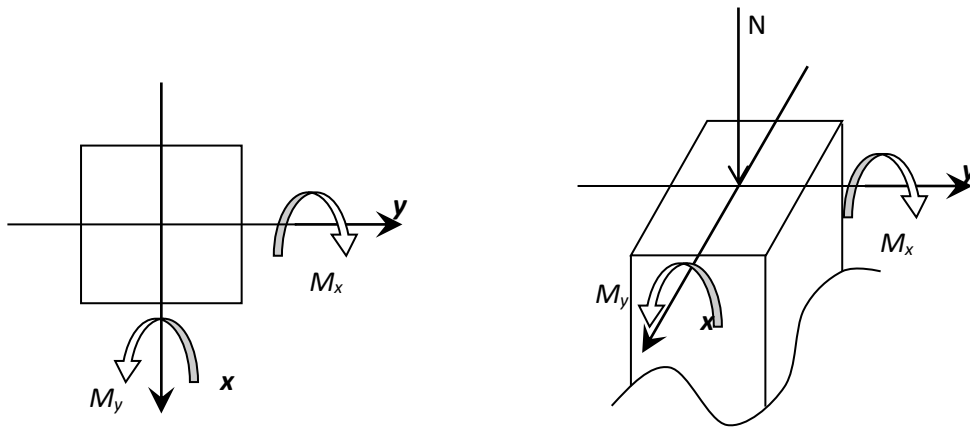
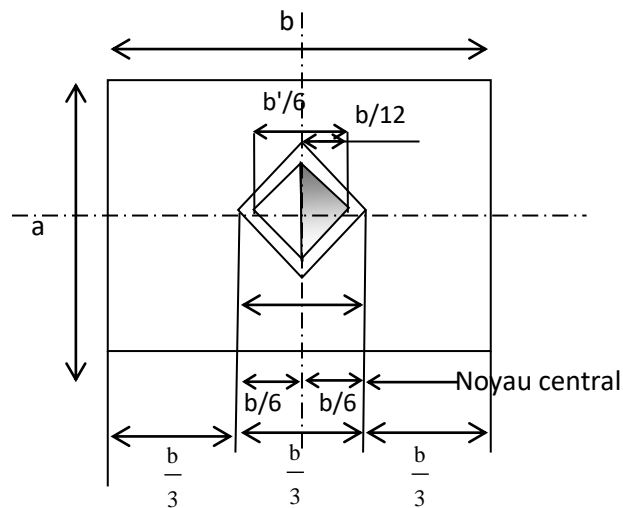


Fig. VII.1: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section (voir fig.2).

[C.B.A.93/B.8.2.1.0]



FigVII.2.Schéma de noyau centrale

1. Compression simple si N est dans le noyau central c.à.d :
 - $e_1 \leq \frac{h}{12}$ Pour section rectangulaire;
2. flexion composée si N est hors le noyau central, c.à.d :
 - $e_1 > \frac{h}{12}$ Pour section rectangulaire;

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT 2014 sous les combinaisons d'action suivantes :

on prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V.5.2]

Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99 et le BAEL91.

A. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

a. Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- leur pourcentage maximale sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de 12mm
- la longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ en zone II a
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l'=2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

- h: la hauteur de la poutre;
- b et a : section d'un poteau;
- h_e: la hauteur libre entre deux étages.

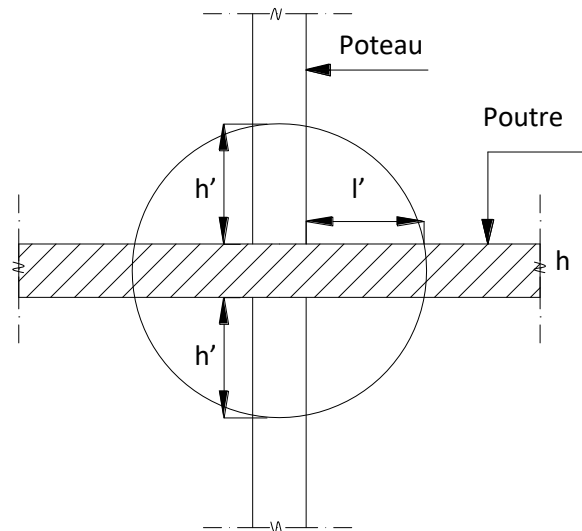


Fig.VII.3. La zone nodale

b. Conditions de BALE 91 :

• La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :
[B.A.E.L91/A.8.1,21]

- $A_l \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B$
- } Pour une section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

- $A_{\min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$ pour une section partiellem ent comprimée.

Avec :

e : excentricité totale de l'effort normal ;

d : hauteur utile de la section.

$$- A_{\min} = \frac{ft28}{fe} B \text{ pour une section entièrement tendue.}$$

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit Respecter la condition suivante :

$$- c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

b étant le petit côté du rectangle .

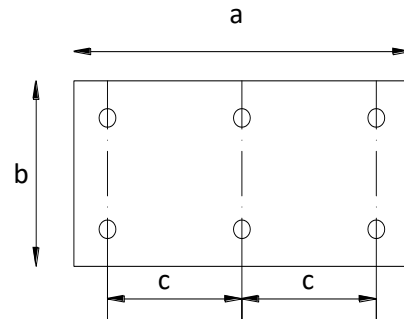


Fig.VII.4. Espacement entre les armatures

Longitudinales.

B. Les armatures transversales :

a. Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.2]

- Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec : T_u : effort tranchant;

a : hauteur totale de la section brute;

f_e : limite élastique des armatures transversales;

ρ_a : coefficient dépend de l'élanement géométrique λ_g

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

- δ_t : espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_1 \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

$$-\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$$

$$-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

$-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

L_f : longueur du flambement.

b. Conditions de BAEL91 : [BAEL91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\varphi_{l \min} , 40cm, b + 10cm)$$

Avec :

b : la plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

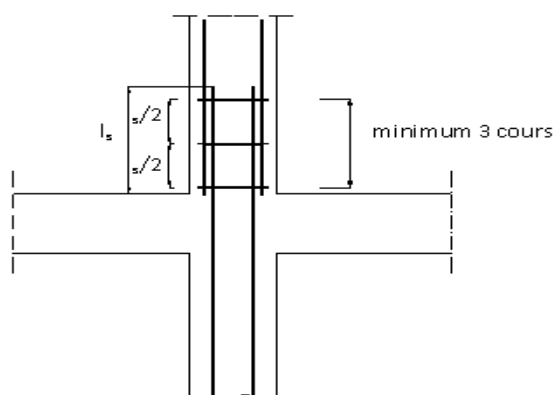


Fig.VII.5. Les armatures transversales dans la zone de

VII.1.3. Poteau :

Combinaisons		Poteau 35×35	Poteau 40×40	Poteau 45×45	Poteau 50×50	
1.35G+1.5Q	Cas 1	N^{\max} (KN)	364.34	300.175	749.52	1270.51
		M_x^{corr} (KN.m)	6.33	6.4529	3.9679	0.8144
		M_y^{corr} (KN.m)	7.32	8.7611	10.2843	13.9974
G+Q±0.2E 0.8G±E	Cas 2	M_x^{\max} (KN.m)	40.12	42.5665	53.5128	65.6672
		N_{corr} (KN)	63.35	67.714	134.74	825.825
	Cas 3	M_y^{\max} (KN.m)	47.42	58.7712	87.0326	96.6564
		N_{corr} (KN)	79.85	41.564	168.587	403.627

Cas 4	N_{\max} (KN)	308.52	322.993	598.961	1202.81
	M_x^{corr} (KN.m)	13.93	0.7145	0.1237	59.2351
	M_y^{corr} (KN.m)	40.75	16.1372	30.7197	4.8946
Cas 5	N_{\min} (KN)	58.88	0.277	0.087	0.183
	M_x^{corr} (KN.m)	1.30	6.722	2.316	2.6917
	M_y^{corr} (KN.m)	22.78	16.5383	1.3976	5.1362

A – Sollicitations de calcul :

Tableau VII.1. Les sollicitations de calcul.

Calcul des armatures :

(Exemple de calcul : poteau (40×40) cm²)

Les armatures longitudinales :

b= 40 cm h= 40 cm d= 36 cm

Cas 1 :

Calcul A₁

Sens x-x

$$M_x = 6.4529 \text{ KN.m}$$

$$N = 300.175 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 2.15 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$$e_1 < \frac{h}{12} \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve dans le noyau central .}$$

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A'_1 = \frac{N - 100 B \cdot \sigma'_b}{100 \cdot \sigma'_2} = \frac{300.175 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 40 \times 11.33}{100 \times 348}$$

$$A'_1 = -43.466 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 18.55$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$A_1'' \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_c \cdot 28}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_1'' \geq \left(\frac{300175}{0.80} - \frac{1600 \times 20 \times 10^2}{0.9 \cdot 1.5} \right) \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -$$

57.36cm².

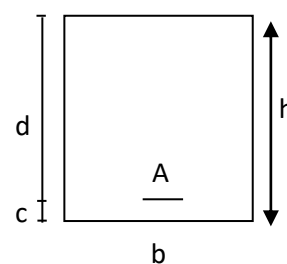
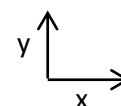


Fig VII.6. Section de calcul

dans le sens x-x

$$A_1'' < 0 \Rightarrow A_1'' = 0$$

$$A_1 = \max(A_1'; A_1'') \Rightarrow A_1^{cas1} = 0$$

Sens y-y

$$M_y = 8.7611 \text{ KN.m}$$

$$N = 300.175 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 2.91 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$$e_1 < \frac{h}{12} \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve dans le noyau central.}$$

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A_2' = \frac{N - 100 B \cdot \sigma_b'}{100 \cdot \sigma_2} = \frac{300.175 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 40 \times 11.33}{100 \times 348}$$

$$A_2' = -43.466 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 18.19$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$A_2'' \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_c \cdot 28}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_2'' \geq \left(\frac{300175}{0.80} - \frac{1600 \times 20 \times 10^2}{0.9 \cdot 1.5} \right) \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -57.36$$

cm².

$$A_2'' < 0 \Rightarrow A_2'' = 0$$

$$A_2 = \max(A_2'; A_2'') \Rightarrow A_2^{cas1} = 0$$

$$A_1 = \max(A_1^{cas1}; A_2^{cas1}) \Rightarrow A_1 = 0$$

$$A_1^{cas1} = 0$$

Cas 2 :

calcul A₂

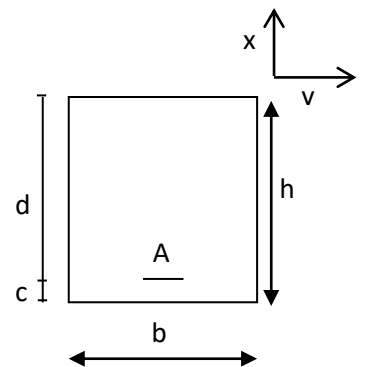
$$M_x = 42.5665 \text{ KN.m}$$

$$N = 67.714 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 62.86 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau centrale}$$



FigVII.7. Section de calcul dans le sens y-y

⇒ La section sera sollicitée à flexion composée

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué ⇒ les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2 \times \sqrt{3} \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élanement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élané.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée : **[BAEL91/A4.3.5]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] : \text{Excentricité additionnelle;}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{excentricité du second ordre;}$$

$l_f = 0.7l_0$: longueur de flambement ;

l_0 = longueur libre du poteau.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{esr}} \right) \text{ et } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u \text{ inchangé} \quad M_u = e \times N_u$$

Pour notre cas:

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 40} (2 + 1 \times 2) = 1.38 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e = 62.86 + 2 + 1.38 = 66.24 \text{ cm}$$

$$e = 66.24 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 16 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

⇒ Le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif (M_f) par rapport aux armatures tendues :

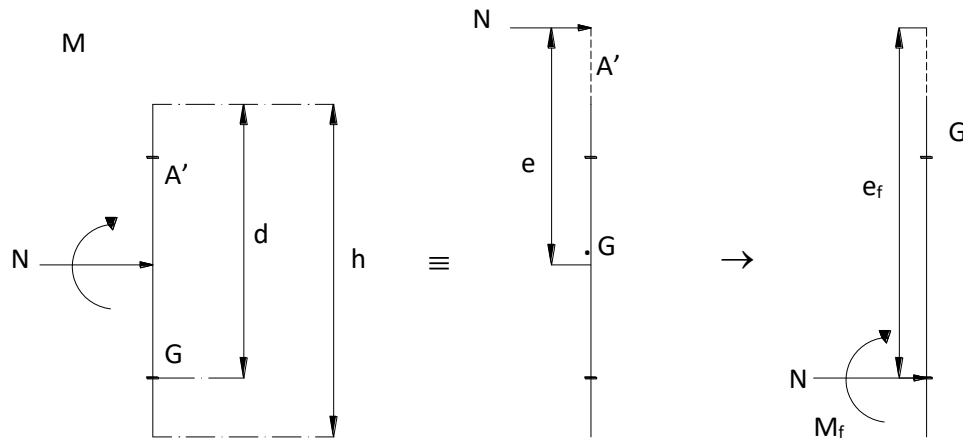


Fig.VIII.8. Schéma des sollicitations de calcul.

$$M_f = N \times e_f$$

$$M_f = N \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 67.714 \times [66.24 + (36 - 20)] \times 10^2$$

$$M_f = 55.687 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{55687}{14.78 \times 40 \times (36)^2} = 0,0727 < \mu_L = 0,0379$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,0944; \quad \beta = 0,962$$

$$A = \frac{M_1}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{55687}{400 \times 0,962 \times 36} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A - \frac{N}{100 * \sigma_s} = 4,02 - \frac{67.714 * 10^3}{100 * 400} = 2,33 \text{ cm}^2$$

$$A_2^{\text{case2}} = 2,33 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$\text{Selon BAEL91 : } 0,2\% B \leq A_1 \leq 5\% B \Rightarrow 3,2 \text{ cm}^2 \leq A_2 \leq 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon RPA99 : } A_{\min} = 0,8\%(B) = 12,8 \text{ cm}^2$$

Cas 3 :

calcul A₃

$$M_y = 58.7712 \text{ KN.m}$$

$$N = 41.564 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 141,4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L effort normal est appliqué hors du noyau centrale}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composer

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué \Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élançement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2 \times \sqrt{3} \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élançement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élançé.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée. **[BAEL91/A4.3.5]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] : \text{Excentricité additionnelle;}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{excentricité du second ordre;}$$

$l_f = 0.7l_0$: longueur de flambement ;

l_0 = longueur libre du poteau.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{esr}} \right) \text{ et } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent:

$$N_u \text{ inchangé} \quad M_u = e \times N_u$$

Pour notre cas:

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 40} (2 + 1 \times 2) = 1.38 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e = 141.4 + 2 + 1.38 = 144.78 \text{ cm}$$

$$e = 144.78 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 16 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

\Rightarrow Le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif (M_f) par rapport aux armatures tendues .

$$M_f = N \times e_f$$

$$M_f = N \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 41.564 \times [144.78 + (36 - 20)]$$

$$M_f = 66.827 \text{ KN.m}$$

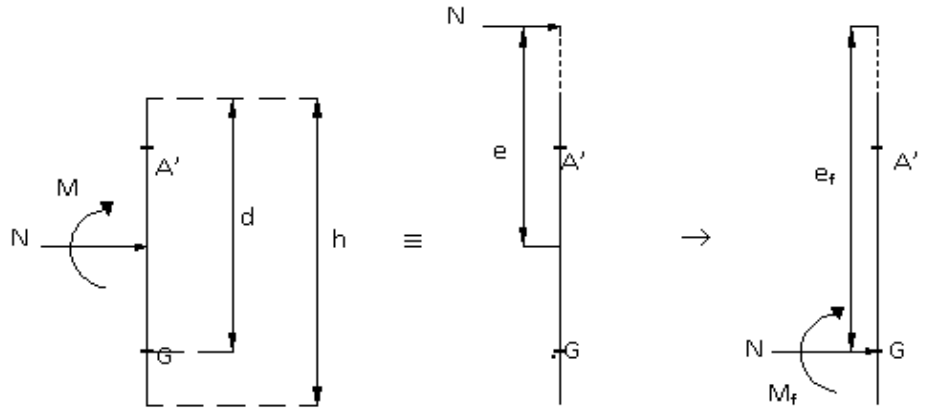


Fig.VIII.9. Schéma des sollicitations de calcul.

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6682}{14.78 \times 40}$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \dots$$

$$\alpha = 0.114; \quad \beta = 0.954$$

$$A_f = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{66827}{400 \times 0.954 \times 36} = 4.86 \text{ cm}^2$$

$$A_3^{cas3} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4.86 - \frac{41.564 \times 10^3}{100 \times 400} = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$A_3^{cas3} = 3.82 \text{ cm}^2$$

Cas 4 :

Sens xx :

$$N = 322.993 \text{ KN}$$

$$M_x = 0.7145 \text{ KN.m}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 0.22 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

⇒ le centre de pression se trouve dans le noyau central .

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A'_1 = \frac{N - 100 B \cdot \sigma'_b}{100 \cdot \sigma_2} = \frac{322.933 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 40 \times 14.78}{100 \times 400}$$

$$A'_1 = -42.81 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 18.55$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$A_1'' \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_1'' \geq \left(\frac{322993}{0.80} - \frac{1600 \times 20 \times 10^2}{0.9 \times 1.15} \right) \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -56.54$$

cm².

$$A_1'' < 0 \Rightarrow A_2'' = 0$$

$$A_1^{case4} = \max(A'_1; A_1'') \Rightarrow A_1^{case4} = 0$$

Sens y-y

$$N=322.993 \text{ KN}$$

$$M_y=16.1372 \text{ KN.m}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 4.996 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

⇒ le centre de pression se trouve dans le noyau central.

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A'_2 = \frac{N - 100 B \cdot \sigma'_b}{100 \cdot \sigma_2} = \frac{322.933 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 40 \times 14.78}{100 \times 400}$$

$$A'_2 = -42.81 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 18.55$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$A_2'' \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_2'' \geq \left(\frac{322993}{0.80} - \frac{1600 \times 20 \times 10^2}{0.9 \cdot 1.15} \right) \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -56.54$$

cm².

$$A_2'' < 0 \Rightarrow A_2'' = 0$$

$$A_2^{case4} = \max(A_2'; A_2'') \Rightarrow A_2^{case4} = 0$$

$$A_4 = \max(A_1^{case4}; A_2^{case4}) \Rightarrow A_4 = 0$$

$$A_4^{cas4} = 0$$

Cas5 :Sens x-x

$$M_x = 6.722 \text{ KN.m}$$

$$N = 0.227 \text{ KN}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 2961.23 \text{ cm} > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

⇒ La section sera sollicitée à flexion composée

$$e = 2961.23 + 2 + 1.38 = 2964.61 \text{ cm}$$

Donc :

Les sollicitations de calcul sont :

$$M_f = 6.766 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow A_f^{case5} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

$$M_x = 16.5383 \text{ KN.m}$$

$$N = 0.227 \text{ KN}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 7285.59 \text{ cm} > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

⇒ La section sera sollicitée à flexion composée

$$e = 7285.59 + 2 + 1.38 = 7288.97 \text{ cm}$$

Donc :

Les sollicitations de calcul sont :

$$M_f = 16.58 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow A_2^{case5} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = \max(A_1^{case5}; A_2^{case5}) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = 1.34 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{43354}{40 \times 36 \times 10^2} = 0.30 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.66 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

- Diamètre des armatures transversales selon BAEL91 :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_l \Rightarrow \varphi_t \leq \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm} \text{ On prend } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures transversales :

-Dans le zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(10 \phi_{L\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,4; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 14 \text{ cm}$$

On prend : **S_t = 10 cm**

-Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_{L\min} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

On prend : **S_t = 15 cm.**

Les résultats des armatures sont illustrés sur le tableau ci-dessous.

Choix des armatures :

Le choix du ferrailage sont illustrée sur le tableau ci-dessous.

Tableau VII.3. choix de ferrailage

Poteaux	Armature longitudinale					Armature transversel		
	A _{max} (cm ²)	A _{min} BAEL91 (cm ²)	A _{min} RPA99 (cm ²)	Le choix	A(cm ²)	A _t (cm ²)	S _t courante (cm)	S _t nodale (cm)
35x35	6.10	5.60	8.68	4T14+4T12	10.67	2 Ø 8	15	10
40x40	4.48	3.2	12.8	4T14+8T12	15.20	2 Ø 8	15	10
45x45	4.19	4.05	16.2	8T16+4T14	22.24	2 Ø 8	15	10
50x50	0.81	5	20	4T20+8T14	24.87	2 Ø 8	15	10

VII.1.4.2) Etude des voiles périphériques :**VII.1.4.2.1) Introduction**

Selon RPA version 2003 [5] article 10.1.2 les ossatures au-dessous du niveau de base formés de poteau cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur 15cm –

Les armatures sont constituées de deux nappes

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et verticale) ; les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII.1.4.2.2) Déterminations des sollicitations :**a) Calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma b * Vb$$

$$\gamma b = \frac{2500KG}{m^3}$$

$$Vb = 1 * h * e = 1 * 3.74 * 0.20 = 0.748m^3$$

$$P_{pr} = 2500 * 0.748 = 1870KG$$

- Etat limite ultime (ELU) :
 $N = 1.35 * 1870 = 2524.5daN$
- Etat limite de service (ELS) :
 $N = P_{pr} = 18700KN$

Calcul de la poussée des terres :

Kp : coefficient de poussée des terres

$q = Kp * \gamma * h \Rightarrow$ avec γ : masse volumique des terres
 h : hauteur du voile

on a : $\delta = \frac{2}{3}\theta$ et $\theta = 35^\circ$ (δ : frottement $\frac{\text{mur}}{\text{sol}}$)

$$\gamma = 1800KG/m^3$$

$$Kp = 0.247$$

b) Calcul des contraintes :

$$\partial 0 = 0$$

$$\partial 266 = 0.247 * 18 * 374 = 16.63KN/m^2$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{16.63}{2} = 8.32KN/m^2$$

Combinaisons fondamentales :

1) ELU :

$$qu = 1.35 * 832 = 1123.2 daN/m^2$$

$$\text{pour une bande de } 1m : qu = 1123.2 daN/ml$$

- 2) ELS :
 $q_{ser} = 832 \text{ daN/m}^2$
 pour une bande de 1m : $q_{ser} = 832 \text{ daN/ml}$
- c) Calcul des sollicitations :

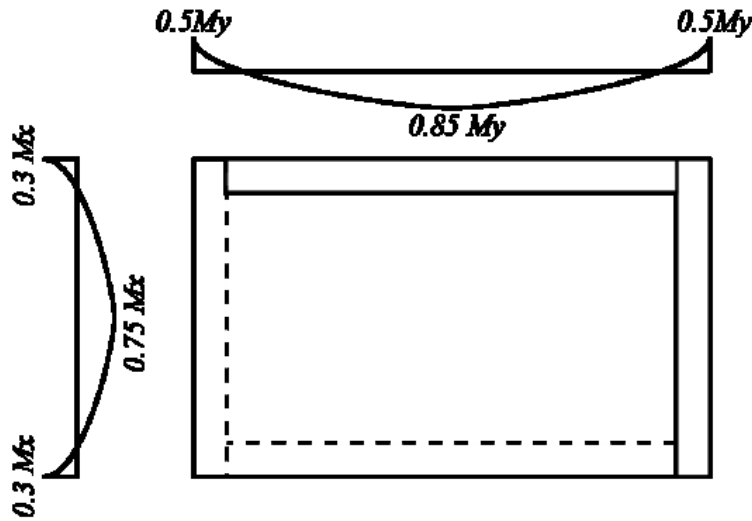


Figure VII.16 : panneau de dalle appuie sur 4 coté

Combinaisons fondamentales :

- 1) ELU :
 $M_{ux} = \mu_{ux} * q_u * l_x^2$ suivant l_x
 $M_{uy} = \mu_{uy} * M_{ux}$ suivant l_y
- 2) ELS :
 $M_{xser} = \mu_{xser} * q_{ser} * l_x^2$ suivant l_x
 $M_{yser} = \mu_{yser} * M_{xser}$ suivant l_y

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{374}{569} = 0.65$$

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens

d) Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

Combinaisons fondamentales :

- 1) ELU :
 $\mu_{ux} = 0.0751; M_{ux} = 0.0751 * 1123.2 * 3.74^2 = 1179.89 \text{ daN.m}$
 $\mu_{uy} = 0.3613; M_{uy} = 0.3613 * 1179.89 = 426.29 \text{ daN.m}$
- 2) ELS :
 $\mu_{userx} = 0.0805; M_{ux} = 0.0805 * 832 * 3.74^2 = 963.83 \text{ daN.m}$
 $\mu_{usery} = 0.5235; M_{uy} = 0.5235 * 963.83 = 504.57 \text{ daN.m}$

Tableau VII.5. : Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma (daN.m)	353.97	289.15	213.15	252.29
Mt (daN.m)	884.92	722.87	362.35	428.89

VII.1.4.2.3) Calcul des ferrillages :

Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow a=2\text{cm}$

$$c_x = a + \frac{\theta}{2}$$

$$c_y = a + \theta + \frac{\theta}{2}$$

$$\theta_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm} \Rightarrow \text{on prend: } \theta = 1.4\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} c_x = a + \frac{1.4}{2} = 2.7\text{cm} \\ c_y = a + 1.4 + \frac{1.4}{2} = 4.1\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} dx = h_0 - c_x = 17.3\text{cm} \\ dy = h_0 - c_y = 15.9\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} dx = h_0 - c_x = 17.3\text{cm} \\ dy = h_0 - c_y = 15.9\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

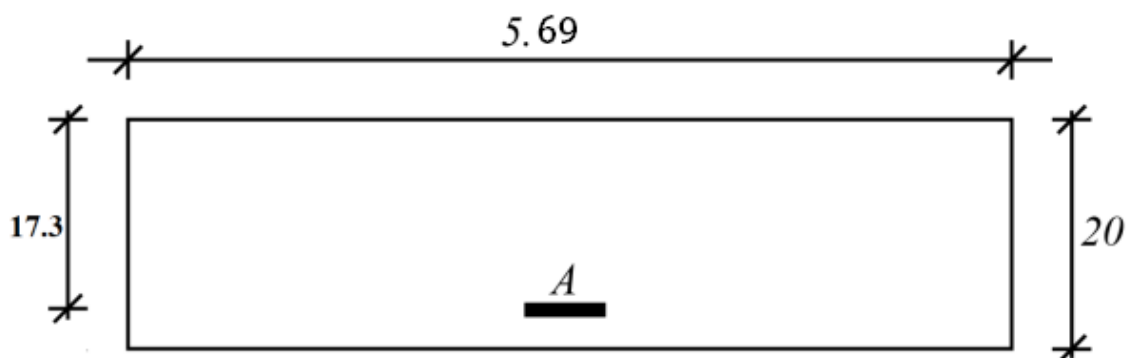
A) En travée :**A.1 /Sens x-x :**

Figure VII .17 : section de calcul x-x

□ □ Etat limite ultime (ELU) :

$$M^u_{tx} = 884.92 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{8849.2}{11.33 * 569 * 17.3^2} = 0.0046$$

$$\mu = 0.0046 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{8849.2}{348 * 0.997 * 17.3} = 1.47 cm^2$$

- **Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 569 * 20 = 9.104 cm^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.47 cm^2; 9.104 cm^2) = 9.104 cm^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

L'encastrement des armatures : $\delta \leq \min(3hd ; 33cm) = 33cm$

- **Choix des armatures :**

12T12 => A=13.56cm² (esp=31.17cm)

□ □ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{tx}^{ser} = 722.87 daN.m$$

$$D = \frac{15 * A}{B} = \frac{15 * 28.46}{569} = 0.75$$

$$E = 2 * D * d = 2 * 0.75 * 17.3 = 25.95$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.75 + \sqrt{0.75^2 + 25.95} = 4.40$$

$$I = \frac{b * Y1^3}{3} + 15 * A * (d - Y1)^2 = \frac{569 * 4.40^3}{3} + 15 * 28.46 * (17.3 - 4.40)^2 = 87196.99 cm^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{72287}{87196.99} = 0.83$$

$$\sigma_b = K * Y1 = 0.83 * 4.40 = 3.65 MPa$$

$$\sigma_s = 15 * K * (d - Y1) = 15 * 0.83 * (17.3 - 4.4) = 164.605 MPa$$

$$Fissuration préjudiciable \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b' = 0.6 * f_{c28} = 12 MPa \\ \sigma_s' = \min\left(\frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 187 MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \sigma_b' \\ \sigma_s < \sigma_s' \end{cases} \Rightarrow \text{Les armature ELU maintenus}$$

A.1 /Sens Y-Y :

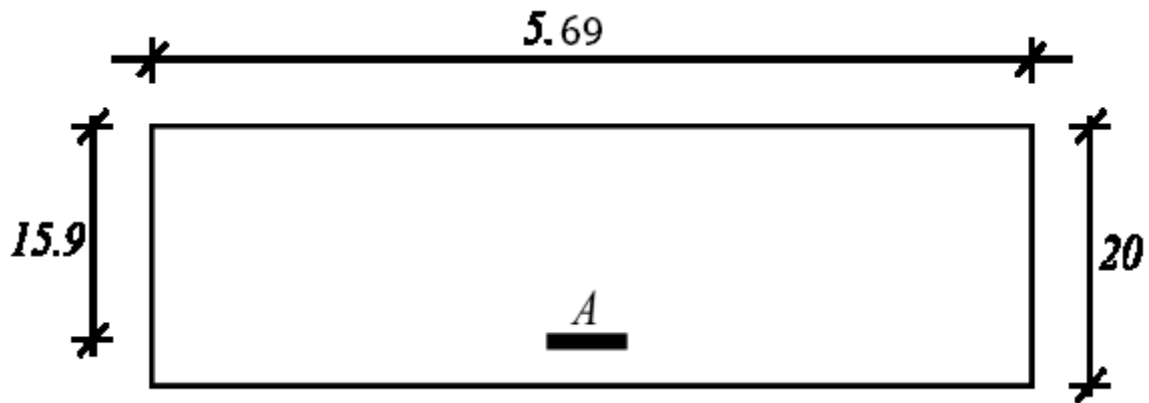


Figure VII .17 : section de calcul Y-Y

□ □ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{ty}^u = 362.35 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{3623.5}{11.33 * 569 * 15.9^2} = 0.0022$$

$$\mu = 0.0022 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0083$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{3623.5}{348 * 0.997 * 15.9} = 0.066 \text{ cm}^2$$

- Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 569 * 20 = 9.104 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.066 \text{ cm}^2; 9.104 \text{ cm}^2) = 9.104 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximale des armatures :

$$L'encastrement des armatures : \delta \leq \min(3hd ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Choix des armatures :

$$12T12 \Rightarrow A = 13.56 \text{ cm}^2 \text{ (esp} = 31.17 \text{ cm)}$$

□ □ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{ty}^{ser} = 428.89 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 * A}{B} = \frac{15 * 28.46}{569} = 0.75$$

$$E = 2 * D * d = 2 * 0.75 * 15.9 = 23.85$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.75 + \sqrt{0.75^2 + 23.85} = 4.19$$

$$I = \frac{b * Y1^3}{3} + 15 * A * (d - Y1)^2 = \frac{569 * 4.19^3}{3} + 15 * 28.46 * (15.9 - 4.19)^2 = 72490.17 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{42889}{72490.17} = 0.59$$

$$\sigma_b = K * Y1 = 0.59 * 4.19 = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * K * (d - Y1) = 15 * 0.59 * (15.9 - 4.19) = 103.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{b'} = 0.6 * f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_{s'} = \min\left(\frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \sigma_{b'} \\ \sigma_s < \sigma_{s'} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armature ELU maintenus}$$

B) En appuis :

B.1 /Sens x-x :

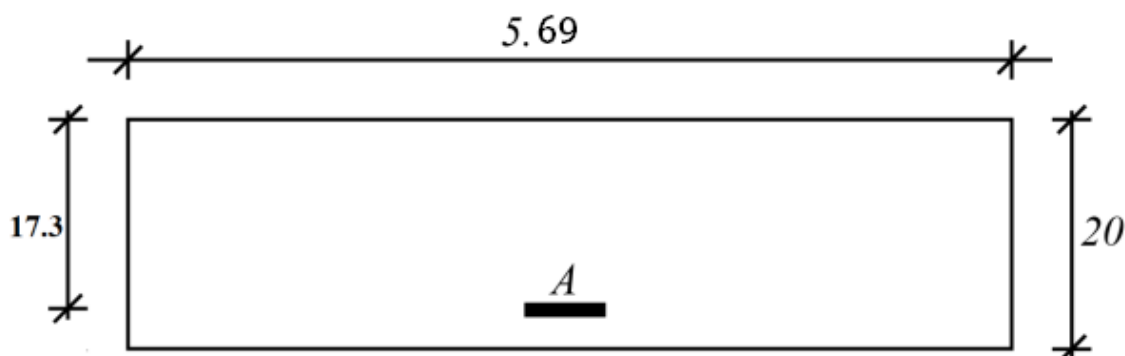


Figure VII .17 : section de calcul x-x

□ □ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{ax}^u = 353.97 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{3539.7}{11.33 * 569 * 17.3^2} = 0.0018$$

$$\mu = 0.0018 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0023$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3539.7}{348 \cdot 0.999 \cdot 17.3} = 0.59 \text{ cm}^2$$

- **Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \cdot 569 \cdot 20 = 9.104 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.59 \text{ cm}^2; 9.104 \text{ cm}^2) = 9.104 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

L'encastrement des armatures : $\delta \leq \min(3hd ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures :**

12T12 => A=13.56cm² (esp=31.17cm)

□ □ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ax}^{ser} = 289.15 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \cdot 28.46}{569} = 0.75$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0.75 \cdot 17.3 = 25.95$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.75 + \sqrt{0.75^2 + 25.95} = 4.40$$

$$I = \frac{b \cdot Y1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - Y1)^2 = \frac{569 \cdot 4.40^3}{3} + 15 \cdot 28.46 \cdot (17.3 - 4.40)^2 = 87196.99 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{28915}{87196.99} = 0.33$$

$$\sigma_b = K \cdot Y1 = 0.33 \cdot 4.40 = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y1) = 15 \cdot 0.33 \cdot (17.3 - 4.4) = 63.86 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b' = 0.6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s' = \min\left(\frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \sigma_b' \\ \sigma_s < \sigma_s' \end{cases} \Rightarrow \text{Les armature ELU maintenus}$$

A.1 /Sens Y-Y :

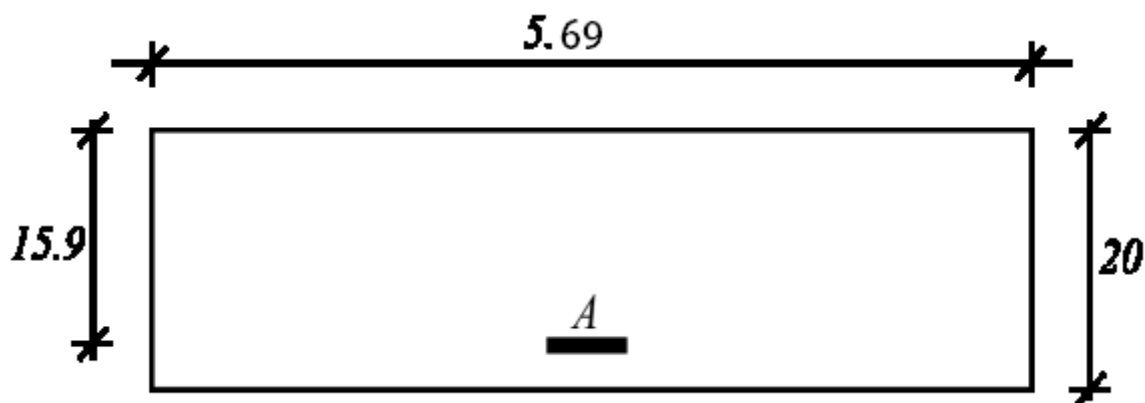


Figure VII .17 : section de calcul Y-Y

□ □ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{ay}^u = 213.15 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{2131.5}{11.33 * 569 * 15.9^2} = 0.0013$$

$$\mu = 0.0022 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{2131.5}{348 * 0.999 * 15.9} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- Calculs des armatures minimales (condition de non fragilité)

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 569 * 20 = 9.104 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.066 \text{ cm}^2; 9.104 \text{ cm}^2) = 9.104 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximale des armatures :

$$L'encastrement des armatures : \delta \leq \min(3hd ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Choix des armatures :

$$12T12 \Rightarrow A = 13.56 \text{ cm}^2 \text{ (esp} = 31.17 \text{ cm)}$$

□ □ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{ay}^{ser} = 252.29 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 * A}{B} = \frac{15 * 28.46}{569} = 0.75$$

$$E = 2 * D * d = 2 * 0.75 * 15.9 = 23.85$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.75 + \sqrt{0.75^2 + 23.85} = 4.19$$

$$I = \frac{b * Y1^3}{3} + 15 * A * (d - Y1)^2 = \frac{569 * 4.19^3}{3} + 15 * 28.46 * (15.9 - 4.19)^2 = 72490.17 cm^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{25229}{72490.17} = 0.35$$

$$\sigma_b = K * Y1 = 0.35 * 4.19 = 1.47 MPa$$

$$\sigma_s = 15 * K * (d - Y1) = 15 * 0.35 * (15.9 - 4.19) = 61.48 MPa$$

$$Fissuration préjudiciable \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{b'} = 0.6 * f_{c28} = 12 MPa \\ \sigma_{s'} = \min\left(\frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 187 MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \sigma_{b'} \\ \sigma_s < \sigma_{s'} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures ELU maintenues}$$

VIII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version 2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillages suivants:

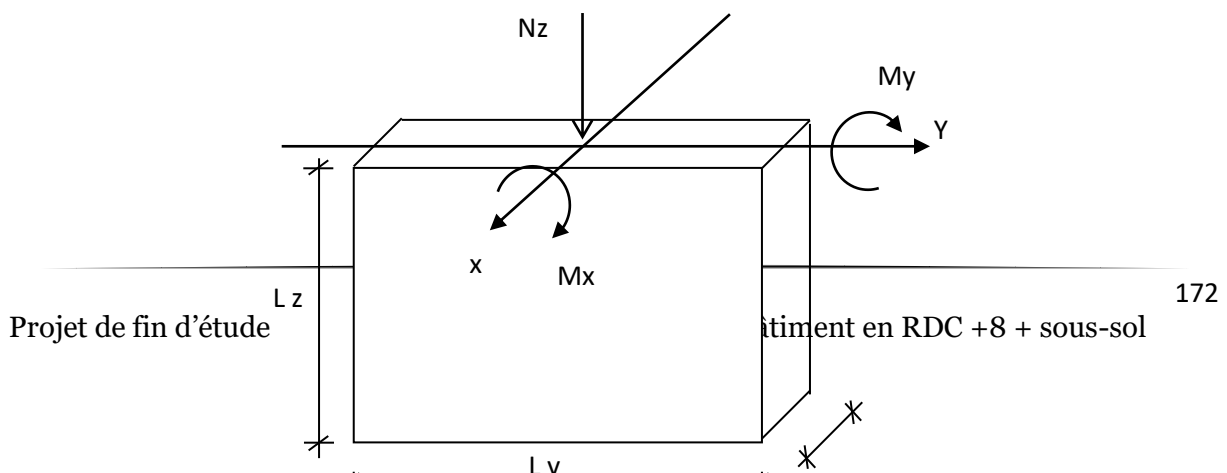
- Des aciers verticaux et des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

VIII.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VIII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]



e e

Fig.VIII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ **Sens x-x :**
 Nz ; Mx ⇒ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

➤ **Sens y-y :**
 Nz; My ⇒ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).



Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

• Les armatures minimales :

✓ A chacune des extrémités du voile — $A_v \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• Espacement des barres verticales :

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm})$ — en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

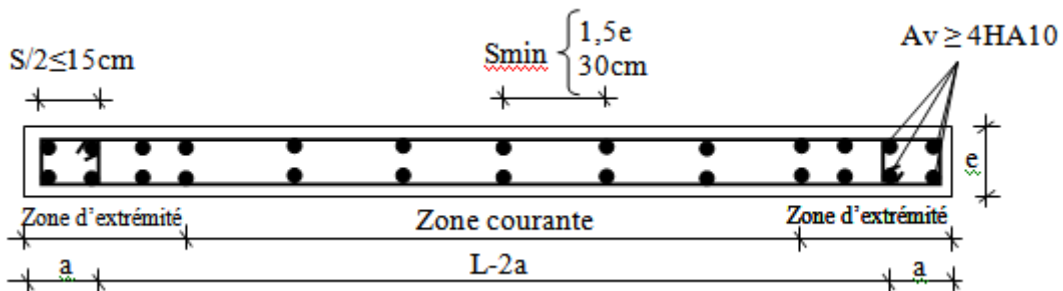


Fig.VIII. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

Disposition des armatures :

[RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

VII.2Exemple de calcul :

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{450} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 214.2 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 37.10$$

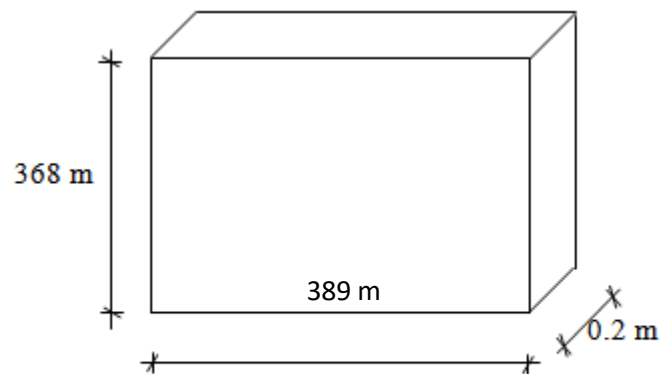


Fig. VIII. 3 : Voile le plus défavorable

$\lambda=37.10 < \bar{\lambda}=50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

Nz [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
4418.61	2558.93	119.24	162.44

2- Calcul du ferrailage :

➤ Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z=4418.61\text{KN.} \\ M_x=2558.93\text{KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{2558.93}{4418.61} * 100 = 57.91\text{cm} \leq \frac{h}{2} - c = 184.5\text{cm}$$

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = 0.337 * 389 - 0.81 * 10) * 14.78 * 20 * 389$$

$$(1) = 14142.77\text{KN.m}$$

$$(2) = N \cdot (d - c1) - M1$$

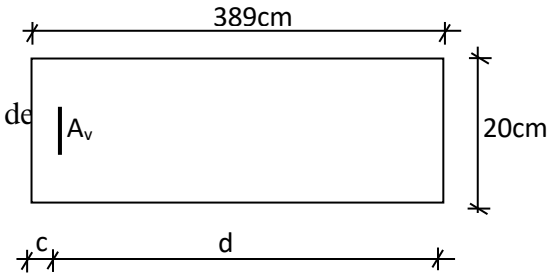


Fig.VIII.4: Section de calcul

$$M1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 4418.61 \left(57.91 + \frac{389}{2} - 10 \right) * 10^{-2}$$

$$M1 = 10711.15\text{KN.m}$$

$$(2) = 4418.61 * (379 - 10) * 10^{-2} - 10711.15 = 5593.52$$

(1) ≥ (2) ⇒ **S.P.C**

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M₁.

3- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{10711150}{14.78 * 20 * 379^2} = 0.252$$

$$\mu = 0.252 < \mu_{ab} = 0.392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.370$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.852$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{107115}{400 * 0.852 * 379} = 8.30\text{cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} = 8.30 - \frac{4418.61}{100 * 400} \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2/\text{ml}$$

• Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix :
5T12/m_L → A = 5.65 cm²/m_L.

➤ Sens y-y :

$$\begin{cases} N_z = 4418.61 \text{ KN.} \\ M_x = 119.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

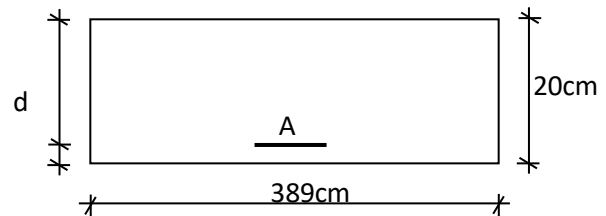


Fig.VIII.5: Section de calcul

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de largeur)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{119.24}{4418.61} * 100 = 2.70 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 8 \text{ cm}$$

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 20 - 0.81 * 2) * 14.78 * 20 * 100$$

$$(1) = 1513.47 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N \cdot (d - c1) - M1$$

$$M1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 4418.61 \left(2.7 + \frac{20}{2} - 10 \right) * 10^{-2}$$

$$M1 = 119.30 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 4418.61 * (18 - 2) * 10^{-2} - 119.30 = 587.68$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M₁.

4- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{Mx}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{58768}{14.78 * 20 * 18^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{ab} = 0.392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.969$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{\text{tx}}^u = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{58568}{400 * 0.969 * 18} = 8.40 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} = 8.40 - \frac{4418.61}{100 * 400} \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(450 - 2 \times 15) \times 20] \times 0.10\%$$

$$A_1 = 8.30 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v = (450 \times 20 \times 0.15\%) - 2 \times 3.14$$

$$A_2 = 8.40 \text{ cm}^2$$

$$A'_v = \max(A_1; A_2). \text{ Donc } A_v = 8.4 \text{ cm}^2$$

- Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : deux nappes de 4T10 à chaque extrémité

Sens y-y : les armatures horizontales : deux nappes de T10 espacés de 20 cm

- L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$- S \leq \min(1.5x_a; 30\text{cm})$$

- $S \leq \min(1.5 \times 20; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

3- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$= 3.478\text{MPa.}$$

$$; T = 1.4T_u$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times 20; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

- Armatures transversales :

→ (Pas de reprise de bétonnage)

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.59}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.65\text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.59}{2} \Rightarrow A_{t\min} = 0.3\text{cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.00\text{cm}^2$$

CHAPITRE 08 :
ETUDE DES FONDATIONS

Etude de l'infrastructure**VIII.1) Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.3) Etude des fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondation superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes
- Radier

b) Fondation profondes :

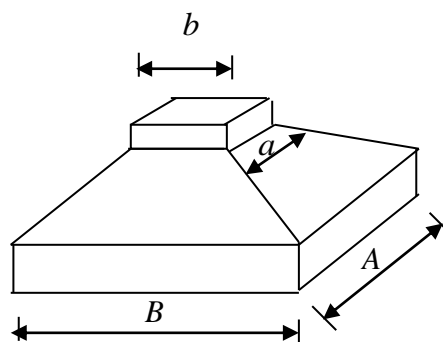
- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

VIII.3.1) Calcul des semelles :**1) Pré dimensionnement :***** Semelle de centre :**

$$N = 1740,802KN$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 2,0bars$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

**Fig VIII.1 : Semelle isolée**

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : $a = 50\text{cm}$; $b = 50\text{cm}$

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50 \cdot N}{50 \cdot \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{50 \cdot 1740802}{50 \cdot 2,0}} = 932,95\text{cm}$$

On prend : $B = 1000\text{cm} \Rightarrow A = 1000\text{cm}$

* **Semelle de rive :**

$$N = 1550,573\text{KN}$$

$$B \geq 880,5\text{cm}$$

On prend : $B = 900\text{cm} \Rightarrow A = 900\text{cm}$

* **Semelle de d'angle :**

$$N = 1213,201\text{KN}$$

$$B \geq 778,85\text{cm}$$

On prend : $B = 800 \Rightarrow A = 800\text{cm}$

• **Conclusion :**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

VIII.3.2) Etude du radier :

* **Généralité :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

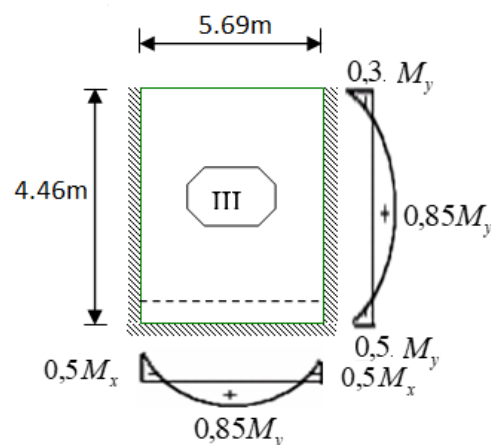


Fig VIII.2 : Dimensions du panneau

De dalle

a) **Pré dimensionnement du radier :**

Pour des raisons de coffrage on adoptera un débord égal à 50cm sur la périphérie du bâtiment.

Hauteur du radier :

La hauteur du radier sera déterminée en tenant compte des conditions suivantes :

Condition de rigidité :

On adopte un radier rigide : $L \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \dots\dots\dots(1)$

$$L_e : \text{Longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

Avec :

- K : Coefficient de radier du sol ($K = 40\text{MN}/\text{m}^3$);
- I : Inertie du radier $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$;
- b : Largeur du radier et
- L : La plus grande portée du panneau.

$$(1) \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot K}{E} \cdot \left(\frac{2 \cdot L}{\pi}\right)^4}$$

Application numérique :

$$K = 40\text{MN}/\text{m}^3, E = 3 \cdot 10^4\text{MPa}, L = 5,65\text{m}$$

On obtient: $h \geq 0,8831\text{m} \Rightarrow h \geq 88,31\text{cm}$.

Condition de non cisaillement :

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T}{0,9 \cdot b \cdot h} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow h \geq \frac{T}{0,9 \cdot b \cdot \tau_u}$$

Avec :

$$T = \max(T_x; T_y)$$

$$T_x = q \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad ; \quad T_y = q \cdot \frac{l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$q = \frac{N}{S} \quad \text{et} \quad N_u = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot N_Q$$

$$N_u = 1,35 \cdot 39839,30 + 1,5 \cdot 1704,90 = 56340,405\text{KN}$$

$$S = 335,99\text{m}^2$$

$$q = \frac{56340,405}{335,99} = 167,69\text{KN}/\text{m}^2$$

$$L_y = 5,69\text{m}$$

$$L_x = 4,46\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,46}{5,69} = 0,78 \text{ donc le panneau travaille suivant deux directions d'où :}$$

$$T_x = 239,740 \text{ KN}$$

$$T_y = 115,667 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{239740}{0,9 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 10^4} = 13,32 \text{ cm} = 0,13 \text{ m}$$

Condition de non poinçonnement :

Il faut que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} \dots \dots \dots (1)$

Avec :

- U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier et
- h : Epaisseur du radier.

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2 \cdot (50 + 50 + 2 \cdot h) \cdot h \cdot 20$$

$$0,36 \cdot h^2 + 18h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1740,802 \text{ KN}$$

On aura $h \geq 48,89 \text{ cm}$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : La plus grande portée du panneau : $L = 5,69 \text{ m}$

$$71 \text{ cm} \leq h \leq 114 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre (4) conditions citées précédemment on prendra la hauteur du radier égale à :

$$h = 90 \text{ cm}$$

Hauteur des nervures :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{569}{10} = 56,9 \text{ cm}$$

On prend $h = 60 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{569}{20} = 28,45 \text{ cm}$$

On prend $e = 30 \text{ cm}$

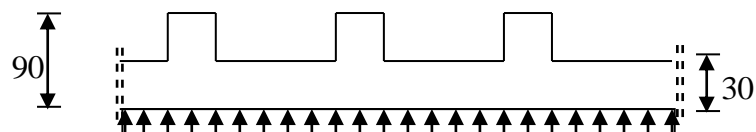


Fig VIII.3 : Dimensions du radier

b) Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

Poutres principales et Poutres secondaires

Dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

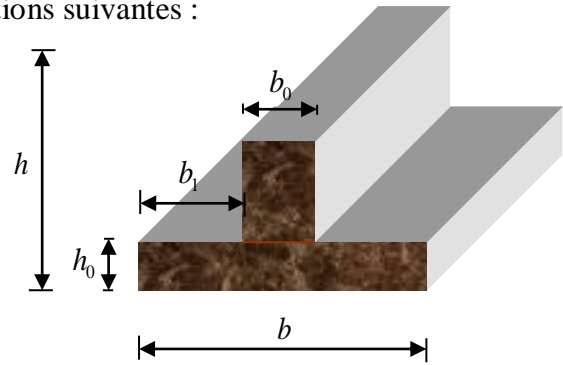


Fig VIII.4 : Dimensionnement de la poutre

Tableau VIII.1 : Dimensions des poutres

Poutres	Poutres aux sens principales	Poutres aux sens Secondaires
h (cm)	90	90
h ₀ (cm)	30	30
b ₀ (cm)	50	50
b ₁ (cm)	56,9	44,6
b (cm)	163,8	139,2

c) **Détermination des sollicitations :**

$$h = 90\text{cm} ; d = 0,9 \cdot h = 81\text{cm}$$

$$\text{Surface afférente} : S_r = 335,99\text{m}^2$$

$$\text{Poids du radier sans poutres} : P_r = S \cdot e \cdot \gamma_b = 335,99 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2519,93\text{KN}$$

$$\text{Poids des poutres aux sens principales} : 21,51 \cdot 0,50 \cdot 0,50 \cdot 25 = 134,44\text{KN}$$

$$\text{Poids des poutres aux sens secondaires} : 15,62 \cdot 0,50 \cdot 0,50 \cdot 25 = 97,63\text{KN}$$

$$\text{Poids total du radier} : G_r = 2752\text{KN}$$

$$\text{Poids du voile périphérique} : 974,62\text{KN}$$

$$\text{Poids des poteaux} : 556,87\text{KN}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} : Q = 5 \cdot 335,99 = 1679,95\text{KN}$$

1) Combinaisons d'actions :*** Situation durable et transitoire :**

$$\mathbf{E.L.U} : (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q); (1,35 \cdot G_r + 1,5 \cdot Q_r)$$

$$N_u = N'_u + N''_u$$

Avec :

N'_u : La somme algébrique de toutes les réactions sur le radier à l'ELU (Fichier ROBOT)

$$N_u = 63099,15 + 9759,005 = 72858,163KN$$

$$M_{ux} = -8,331KN \cdot m$$

$$M_{uy} = 27,354KN \cdot m$$

$$\mathbf{E.L.S} : (G + Q); (G_r + Q_r)$$

$$N_s = N'_s + N''_s$$

Avec :

N'_s : La somme algébrique de toutes les réactions sur le radier à l'ELS (Fichier ROBOT)

$$N_s = 43422,206 + 7039,46 = 50461,666KN$$

$$M_{sx} = -6,027KN \cdot m$$

$$M_{sy} = 20,033KN \cdot m$$

*** Situation accidentelle : $((G + Q \pm E) + (G_r + P_r)); ((0,8G + Q) + 0,8G_r)$**

$$N_{acc} = N'_{acc} + N''_{acc}$$

Avec :

N'_{acc} : La somme algébrique de toutes les réactions sur le radier à l'ELS (Fichier ROBOT)

$$N_{acc} = 88375,898 + 7039,46 = 95415,358KN$$

$$M_{accx} = -12,055KN \cdot m$$

$$M_{accy} = 40,067KN \cdot m$$

2) Caractéristique du radier :*** Centre de graviter :**

$$V_{Gx} = 11,75m$$

$$V_{Gy} = 8,29m$$

*** Inerties du radier :**

$$I_x = 6051,46m^4$$

$$I_y = 15972,34m^4$$

3) Vérification des contraintes sous radier :*** Situation durable et transitoire :**

E.L.U :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 72858,163 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 4 \text{ bars}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{72858,163}{340,980} \pm \frac{-8,331}{6051,460} \cdot 8,29 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,14 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

$$\sigma_2 = 2,14 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,14 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{72858,163}{340,980} \pm \frac{27,354}{15972,34} \cdot 11,75 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,14 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

$$\sigma_2 = 2,14 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,14 \text{ bars}$$

E.L.S :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = \text{KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50461,666}{340,980} \pm \frac{-6,027}{6051,46} \cdot 8,29 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,48 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

$$\sigma_2 = 1,48 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,48 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50461,666}{340,980} \pm \frac{20,033}{15972,34} \cdot 11,75 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,48 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

Condition vérifiée

$$\sigma_2 = 1,48bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,48bars$$

*** Situation accidentelle :**

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{95415,358}{340,980} \pm \frac{-12,055}{6051,46} \cdot 8,29 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

$$\sigma_2 = 2,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,80bars$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{95415,358}{340,980} \pm \frac{40,067}{15972,34} \cdot 11,75 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

$$\sigma_2 = 2,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow$$

Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,80bars$$

4) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage et

γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudié : P = 45347,27KN = 4534,727t

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \cdot 335,99 \cdot 1 \cdot 2,5 = 1259,96t$$

$$P = 4534,727t > 1259,96t \rightarrow CV$$

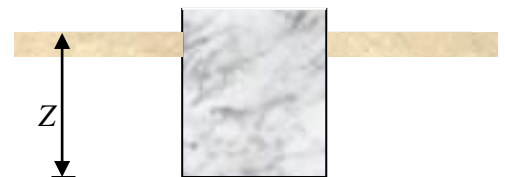


Fig VIII.5 : Encreage de la structure

VIII.4) Ferrailage du radier :**VIII.4.1) Ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre de largeur en flexion simple.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Les panneaux sont comme suit :

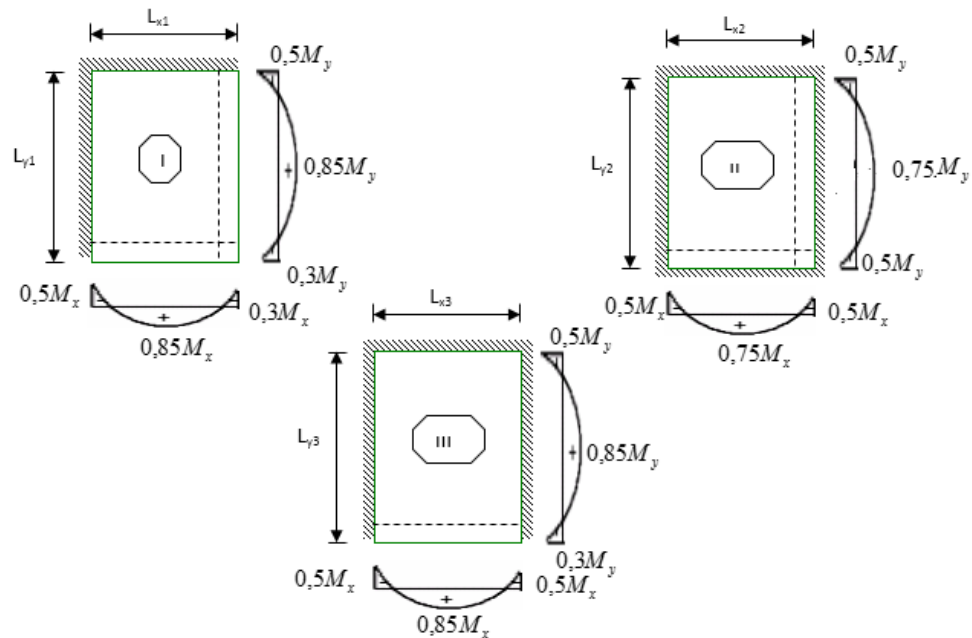


Fig VIII.6 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

*** Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 4,46m$

$$L_y = 5,69m$$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,46}{5,69} = 0,78m \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{suivant la direction } l_y$$

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 214 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 148 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\text{SA}} : q_{acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 280 \text{ KN/ml}$$

Les calculs des moments sont résumés dans les deux tableaux récapitulatifs suivantes :

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en (KN.m).

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
E.L.U ($\nu = 0$)	4,46	5,69	0,78	0,0584	0,5608	199,98	112,15
E.L.S ($\nu = 0,2$)	4,46	5,69	0,78	0,0650	0,6841	153,92	105,30

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travée en (KN.m).

	E.L.U		E.L.S	
Sens	En appuis	En travée	En appuis	En travée
X-X	99,99	169,98	76,96	130,82
Y-Y	56,07	95,33	52,65	89,50

*** Calcul des armatures :**

- **Sens X-X :**

1. **En travée :**

ELU :

$$M_{tx}^u = 169,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{169980}{11,33 \times 100 \times (27)^2} = 0,206$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,291$$

$$\beta = 0,884$$

$$A_{tx}^u = 20,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

7T20/ml $A = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ →

(T20 $e = 14 \text{ cm}$). →

ELS :

$$M_{tx}^s = 130,82 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_s; 110 \cdot \sqrt{n} \cdot f_{t28} \right) = 186,67 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

}

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 21,99}{100} = 3,30 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 21,99 \cdot 27}{100} = 178,12 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,30 + \sqrt{(3,30)^2 + 178,12} = 10,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (10,45)^3}{3} + 15 \cdot 21,99 \cdot (27 - 10,45)^2 = 128385,61 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{130820}{128385,61} = 1,02$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 1,02 \cdot 10,45 = \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 1,02 \cdot (27 - 10,45) = 253,21 \text{ MPa} \quad \text{Conclusion :}$$

$$\circ \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$\circ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 186,67 \text{ MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{130820}{186,67 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,00961$$

$$\mu_1 = 0,00961 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,855 \\ k_1 = 19,48 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{186,67}{19,48} = 9,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{130820}{186,67 \cdot 0,855 \cdot 27} = 30,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}25/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A = 34,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}25 \quad \longrightarrow \quad e = 14 \text{ cm}).$$

2. En appuis :

ELU :

$$M_{ax}^u = 99,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{99990}{11,33 \times 100 \times (27)^2} = 0,121$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,162$$

$$\beta = 0,935$$

$$A_{ax}^u = 11,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6\text{T16/ml} \quad \longrightarrow \quad A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \quad \longrightarrow \quad e = 16 \text{ cm}).$$

ELS :

$$M_{ax}^s = 76,96 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 186,67 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 12,06 \cdot 27}{100} = 97,69 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{(1,81)^2 + 97,69} = 8,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8,24)^3}{3} + 15 \cdot 12,06 \cdot (27 - 8,24)^2 = 82314,72 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{76960}{82314,72} = 0,93$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,93 \cdot 8,24 = 7,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,93 \cdot (27 - 8,24) = 261,70 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 186,67 \text{ MPa}$
- } \Rightarrow Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{76960}{186,67 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,00565$$

$$\mu_1 = 0,00565 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,882 \\ k_1 = 27,37 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{186,67}{27,37} = 6,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{76960}{186,67 \cdot 0,882 \cdot 27} = 17,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6T20/ml \quad A = 18,85cm^2/ml \rightarrow$$

$$(T20 \quad e = 16cm). \rightarrow$$

- **Sens Y-Y :**

1. En travée :

ELU :

$$M_{tx}^u = 95,33KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{95330}{11,33 \times 100 \times (27)^2} = 0,115$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,153$$

$$\beta = 0,939$$

$$A_{tx}^u = 10,80cm^2/ml$$

Choix des armatures:

$$6T16/ml \quad \rightarrow \quad A = 12,06cm^2/ml$$

$$(T16 \quad \rightarrow \quad e = 16cm).$$

ELS :

$$M_{tx}^s = 89,50KN.m$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12MPa \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 186,67MPa \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 12,06}{100} = 1,81cm$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 12,06 \cdot 27}{100} = 97,69cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{(1,81)^2 + 97,69} = 8,24cm$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8,24)^3}{3} + 15 \cdot 12,06 \cdot (27 - 8,24)^2 = 82314,72cm^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{89500}{82314,72} = 1,09$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 1,09 \cdot 8,24 = 8,98MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 1,09 \cdot (27 - 8,24) = 306,72MPa$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12MPa \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 186,67MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{89500}{186,67 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,00657$$

$$\mu_1 = 0,00657 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,875 \\ k_1 = 25,00 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{186,67}{25,00} = 7,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{89500}{186,67 \cdot 0,875 \cdot 27} = 20,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}20/\text{ml} \quad A = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$$

$$(\text{T}20 \quad e = 14 \text{ cm}). \rightarrow$$

2. En appuis :

ELU :

$$M_{ax}^u = 56,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{56070}{11,33 \times 100 \times (27)^2} = 0,068$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,088$$

$$\beta = 0,965$$

$$A_{ax}^u = 6,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T}14/\text{ml} \quad \rightarrow \quad A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \quad \rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}).$$

ELS :

$$M_{ax}^s = 52,65 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

$$\begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 186,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 7,70}{100} = 1,15 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 7,70 \cdot 27}{100} = 62,37 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,15 + \sqrt{(1,15)^2 + 62,37} = 6,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6,83)^3}{3} + 15 \cdot 7,70 \cdot (27 - 6,83)^2 = 57609,14 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{52650}{57609,14} = 0,91$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,91 \cdot 6,83 = 6,21MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,91 \cdot (27 - 6,21) = 283,78MPa$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 186,67MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{52650}{186,67 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,00387$$

$$\mu_1 = 0,00387 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,900 \\ k_1 = 35,00 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{186,67}{35} = 5,33MPa < \overline{\sigma_b} = 12MPa \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{52650}{186,67 \cdot 0,900 \cdot 27} = 11,60cm^2/ml$$

Choix des armatures:

$$\begin{array}{ll} 6T16/ml & \longrightarrow A = 12,06cm^2/ml \\ (T16) & \longrightarrow e = 16cm). \end{array}$$

VIII.4.2) Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté
ELU :

$$\sigma_m = 214 KN/m^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 214 \cdot 1 = 214 KN/ml$$

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} = 26,75 KN.m$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{26750}{11,33 \times 100 \times (27)^2} = 0,032$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,041$$

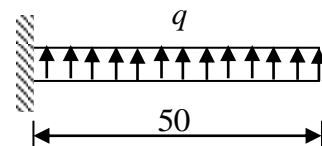


Fig VIII.7 : Schéma statique du débord

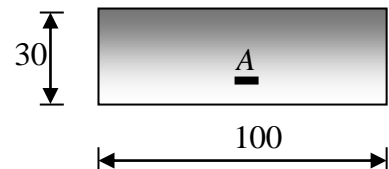


Fig VIII.8 : Section de calcul

$$\beta = 0,984$$

$$A_{ax}^u = 2,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 27 \cdot \frac{1,8}{400} = 2,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 2,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}10 \quad A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$$

$$(\text{T}10 \quad e = 25\text{cm}) \quad \rightarrow$$

ELS :

$$q_s = 148 \cdot 1 = 148 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = q_s \cdot \frac{l^2}{2} = 18,5 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

$$\left\{ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 186,67 \text{ MPa} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 3,14}{100} = 0,47 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 3,14 \cdot 27}{100} = 25,43 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,47 + \sqrt{(0,47)^2 + 25,43} = 4,59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (4,59)^3}{3} + 15 \cdot 3,14 \cdot (27 - 4,59)^2 = 26877,42 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{18500}{26877,42} = 0,69$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,69 \cdot 4,59 = 3,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,69 \cdot (27 - 4,59) = 231,94 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 186,67 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{18500}{186,67 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,00136$$

$$\mu_1 = 0,00136 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,937 \\ k_1 = 64,37 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{186,67}{64,37} = 2,90 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{18500}{186,67 \cdot 0,937 \cdot 27} = 3,92 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T}10/\text{ml} \quad A = 3,93 \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow$$

$$(\text{T}10 \quad e = 20\text{cm}). \longrightarrow$$

VIII.4.3) Ferrailage des poutres apparentes :

On distingue trois types des poutres apparentes :

Poutres aux sens principales supportant des charges trapézoïdales;

Poutres aux sens secondaires supportant des charges trapézoïdales et

Poutres aux sens secondaires supportant des charges triangulaires.

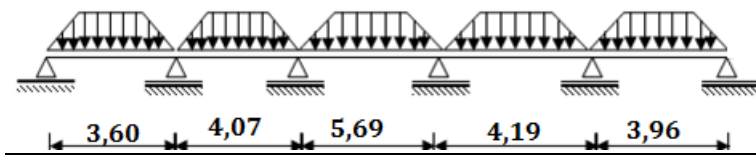
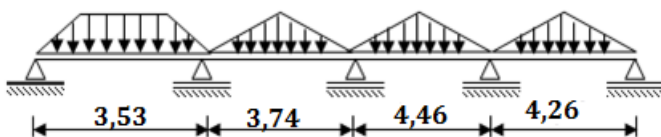
Poutre principale :**Poutre secondaire :**

Fig VIII.9 : Distribution des charges sur les poutres aux sens secondaires

Poutre au sens principale:**Calcul des moments fléchissant :****Charge équivalente :**

ELU :

$$q_u = 440,84 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 304,88 \text{ KN/ml}$$

S.A :

$$q_{acc} = 576,80 \text{ KN/ml}$$

A partir de l'application de la méthode des trois moments :

Moment en appuis :

$$M_{au}^{\max} = 636,88 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as}^{\max} = 439,22 \text{ KN.m} \quad ;$$

Moment en travée :

$$M_{tu}^{\max} = 370,28 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts}^{\max} = 256,12 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = 993,610 \text{ KN}$$

1. Calcul du ferrailage :**Armatures minimales:**B.A.E.L :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,54 \text{ cm}^2$$

RPA/V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 19,13 \text{ cm}^2$$

Calcul des Armatures :**En travée :**ELU :

$$M_{tu}^{\max} = 370,28 \text{ KN.m}$$

$$M_T = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 11,33 \cdot 125 \cdot 30 \cdot \left(76 - \frac{30}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 2591,73 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 370,28 \text{ KN.m} < M_T = 2591,73 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (125 \times 85)$

$$M_{tu} = 370,28 \text{ KN.m} \Rightarrow A_u = 14,32 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$2T25 + 2T20 \longrightarrow A = 16,10\text{cm}^2$$

ELS :

$$M_{ts}^{\max} = 256,12\text{KN.m}$$

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{125 \cdot 30^2}{2} - 15 \cdot 16,1 \cdot (76 - 30) = 45141 > 0 \Rightarrow \text{l'axe}$$

neutre

se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire

de dimensions $(b \times h) = (163,8 \times 90)$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{t28} = 12\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 186,67\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 16,10}{125} = 1,93\text{cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot 16,10 \cdot 76}{125} = 293,66\text{cm}^2$$

$$y_1 = -1,93 + \sqrt{1,93^2 + 293,66} = 15,31\text{cm}$$

$$I = \frac{125 \cdot 15,31^3}{3} + 15 \cdot 16,10 \cdot (76 - 15,31)^2 = 1039036,36\text{cm}^4$$

$$k = \frac{256120}{1039036,36} = 0,25$$

$$\sigma_b = 0,25 \cdot 15,31 = 3,82\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0,25 \cdot (76 - 15,31) = 227,58\text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \circ \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \circ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 186,67\text{MPa} \end{array} \right\}$$

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{256120}{186,67 \cdot 125 \cdot (76)^2} = 0,0019$$

$$\mu_1 = 0,0019 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,927 \\ k_1 = 53,49 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{186,67}{53,49} = 3,48 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{256120}{186,67 \cdot 0,927 \cdot 76} = 19,47 \text{cm}^2$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}20 + 4\text{T}16 \longrightarrow A = 20,60 \text{cm}^2$$

En appui :**ELU :**

$$M_{as}^{\max} = -636,88 \text{KN.m}$$

Le moment en appui est négatif \Rightarrow la section de calcul est $(b_0 \times h) = (45 \times 85)$

$$M_{au} = 636,88 \text{KN.m} \Rightarrow A_u = 27,45 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 27,45 \text{cm}^2$$

Choix :

$$4\text{T}25 + 4\text{T}16 \longrightarrow A = 27,67 \text{cm}^2$$

ELS :

$$M_{as}^{\max} = 439,22 \text{KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{t28} = 12 \text{MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 186,67 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot 27,67}{50} = 9,22 \text{cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot 27,67 \cdot 76}{50} = 1401,94 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -9,22 + \sqrt{9,22^2 + 1401,94} = 29,34 \text{cm}$$

$$I = \frac{50 \cdot 29,34^3}{3} + 15 \cdot 27,67 \cdot (76 - 29,34)^2 = 1282482,17 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{439220}{1282482,17} = 0,34$$

$$\sigma_b = 0,34 \cdot 29,34 = 9,97 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0,34 \cdot (76 - 29,34) = 237,96 \text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 186,67 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{439220}{186,67 \cdot 50 \cdot (76)^2} = 0,00905$$

$$\mu_1 = 0,00905 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,858 \\ k_1 = 20,21 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{186,67}{20,21} = 9,23 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{439220}{186,67 \cdot 0,858 \cdot 76} = 36,08 \text{cm}^2$$

S.A :

$$M_{a,acc}^{\max} = -1001,74 \text{KN.m}$$

Le moment en appui est négatif \Rightarrow la section de calcul est $(b_0 \times h) = (50 \times 90)$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1001,74 \cdot 10^3}{14,78 \cdot 50 \cdot (76)^2} = 0,260$$

$\mu > \mu_{AB} 0,186 \Rightarrow$ pivot B; $\varepsilon_b = 3,5 \text{‰}$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,384$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,846$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1001,74 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,846 \cdot 76} = 38,95 \text{cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}) = 38,95 \text{cm}^2$$

Choix :

$$8T25 \longrightarrow A = 39,27 \text{cm}^2$$

Armature de peau (A_c) :

$$A_c \geq 0,002 \cdot b_0 \cdot h = 0,002 \cdot 50 \cdot 85 = 7,65 \text{cm}^2$$

Choix :

$$8T12 \longrightarrow A = 9,05 \text{cm}^2$$

Poutre au sens secondaire:

Calcul des moments fléchissant :

Moment en appuis :

$$M_{au}^{\max} = 740,30 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{as}^{\max} = 510,55 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{a,acc}^{\max} = 1167,84 \text{KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tu}^{\max} = 430,40 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts}^{\max} = 296,83 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = 1156,99 \text{ KN}$$

1. Calcul du ferrailage :

En travée :

ELU :

$$M_{tu}^{\max} = 430,40 \text{ KN.m}$$

$$M_T = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 11,33 \cdot 145 \cdot 30 \cdot \left(76 - \frac{30}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 3006,415 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 430,400 \text{ KN.m} < M_T = 3006,415 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (145 \times 85)$

$$M_{tu} = 430,40 \text{ KN.m} \Rightarrow A_u = 16,65 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$1\text{T}25 + 4\text{T}20 \longrightarrow A = 17,47 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{ts}^{\max} = 296,83 \text{ KN.m}$$

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{145 \cdot 30^2}{2} - 15 \cdot 17,47 \cdot (76 - 30) = 53195,70 > 0 \Rightarrow$$

l'axe neutre

se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire

de dimensions $(b \times h) = (145 \times 85)$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{t28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 186,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 17,47}{145} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot 17,47 \cdot 76}{145} = 274,70 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 274,70} = 14,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{145 \cdot 14,86^3}{3} + 15 \cdot 17,47 \cdot (76 - 14,86)^2 = 1138168,99 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{296830}{1138168,99} = 0,26$$

$$\sigma_b = 0,26 \cdot 14,86 = 3,86 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0,26 \cdot (76 - 14,86) = 238,44 \text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 186,67 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{296830}{186,67 \cdot 145 \cdot (76)^2} = 0,0018$$

$$\mu_1 = 0,0018 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,927 \\ k_1 = 53,49 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{186,67}{53,49} = 3,48 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{296830}{186,67 \cdot 0,927 \cdot 76} = 22,57 \text{cm}^2$$

Choix des armatures:

$$5\text{T}25 \longrightarrow A = 24,54 \text{cm}^2$$

En appui :**ELU :**

$$M_{as}^{\text{max}} = -740,30 \text{KN.m}$$

Le moment en appui est négatif \Rightarrow la section de calcul est $(b_0 \times h) = (45 \times 85)$

$$M_{au} = 740,30 \text{KN.m} \Rightarrow A_u = 32,81 \text{cm}^2$$

Choix :

$$5\text{T}25 + 3\text{T}16 \longrightarrow A = 34,59 \text{cm}^2$$

ELS :

$$M_{as}^{\text{max}} = 510,55 \text{KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{t28} = 12MPa \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 186,67MPa \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot 34,59}{50} = 11,53cm$$

$$E = \frac{30 \cdot 34,59 \cdot 76}{50} = 1752,56cm^2$$

$$y_1 = -11,53 + \sqrt{11,53^2 + 1752,56} = 31,89cm$$

$$I = \frac{50 \cdot 31,89^3}{3} + 15 \cdot 34,59 \cdot (76 - 31,89)^2 = 1495990,95cm^4$$

$$k = \frac{510550}{1495990,95} = 0,34$$

$$\sigma_b = 0,34 \cdot 31,89 = 10,84Pa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0,34 \cdot (76 - 31,89) = 224,96MPa$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 186,67MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{510550}{186,67 \cdot 50 \cdot (76)^2} = 0,01052$$

$$\mu_1 = 0,01052 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,849 \\ k_1 = 18,11 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{186,67}{18,31} = 10,30MPa < \overline{\sigma}_b = 12MPa \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{510550}{186,67 \cdot 0,849 \cdot 76} = 42,38cm^2$$

S.A :

$$M_{acc}^{\max} = -1167,84KN.m$$

Le moment en appui est négatif \Rightarrow la section de calcul est $(b_0 \times h) = (45 \times 85)$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\overline{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1167,84 \cdot 10^3}{14,78 \cdot 50 \cdot (76)^2} = 0,303$$

$$\mu > \mu_{AB} 0,186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3,5\%$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,465$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,814$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1167,84 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,814 \cdot 76} = 47,19 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}) = 47,19 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$10\text{T}25 \longrightarrow A = 49,09 \text{ cm}^2$$

Armature de peau (A_c) :

$$A_c \geq 0,002 \cdot b_0 \cdot h = 0,002 \cdot 50 \cdot 90 = 7,65 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$6\text{T}14 \longrightarrow A = 9,23 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :**Poutre au sens principale:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{993610}{125 \cdot 76 \cdot 100} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Choix :

$$4\text{T}8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Poutre aux sens secondaire:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1156990}{145 \cdot 76 \cdot 100} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau = < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Choix :

$$4\text{T}8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel ETABS version 2017 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

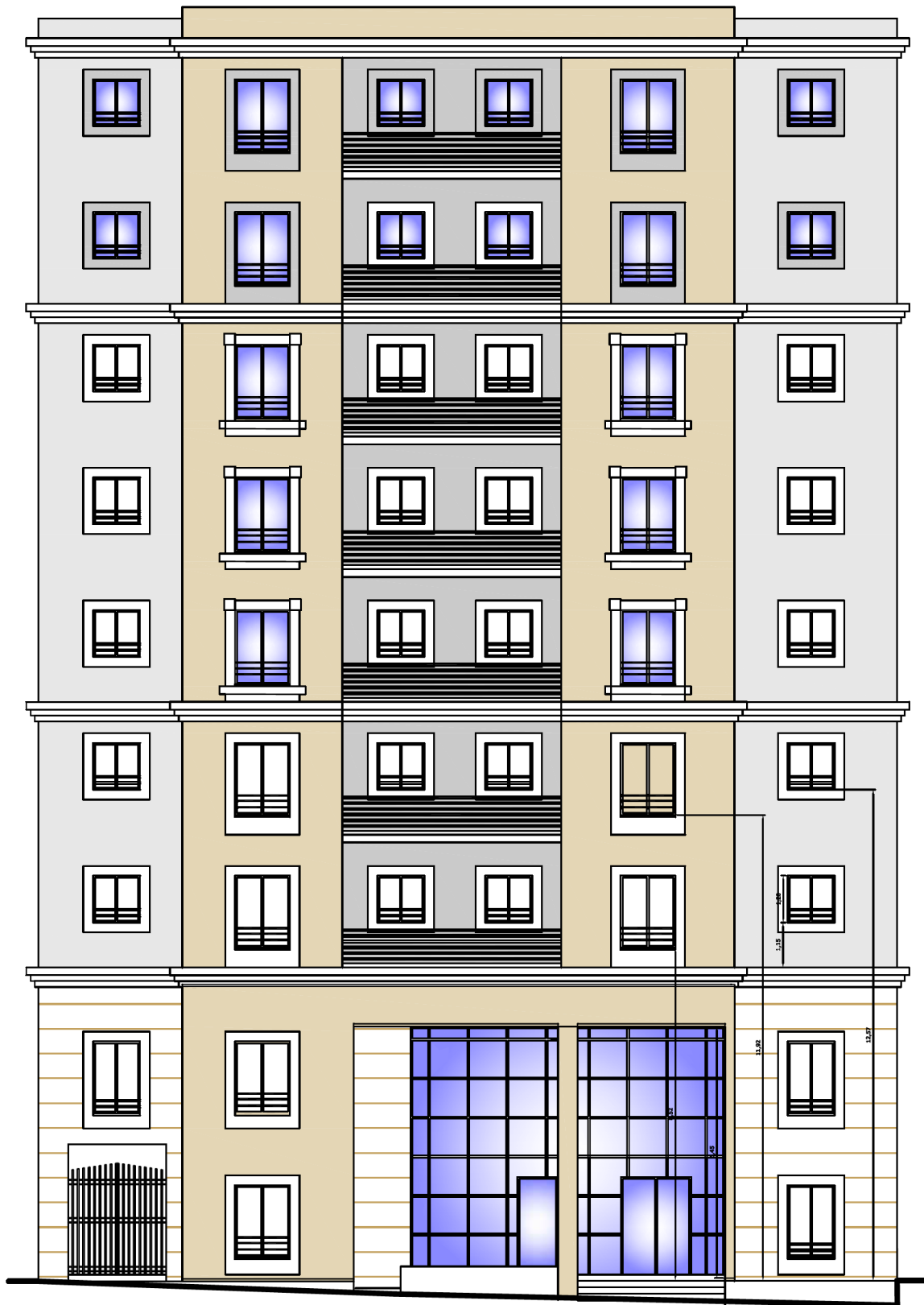
- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "portique –voiles avec interaction".
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

ANNEXES

ANNEXE I

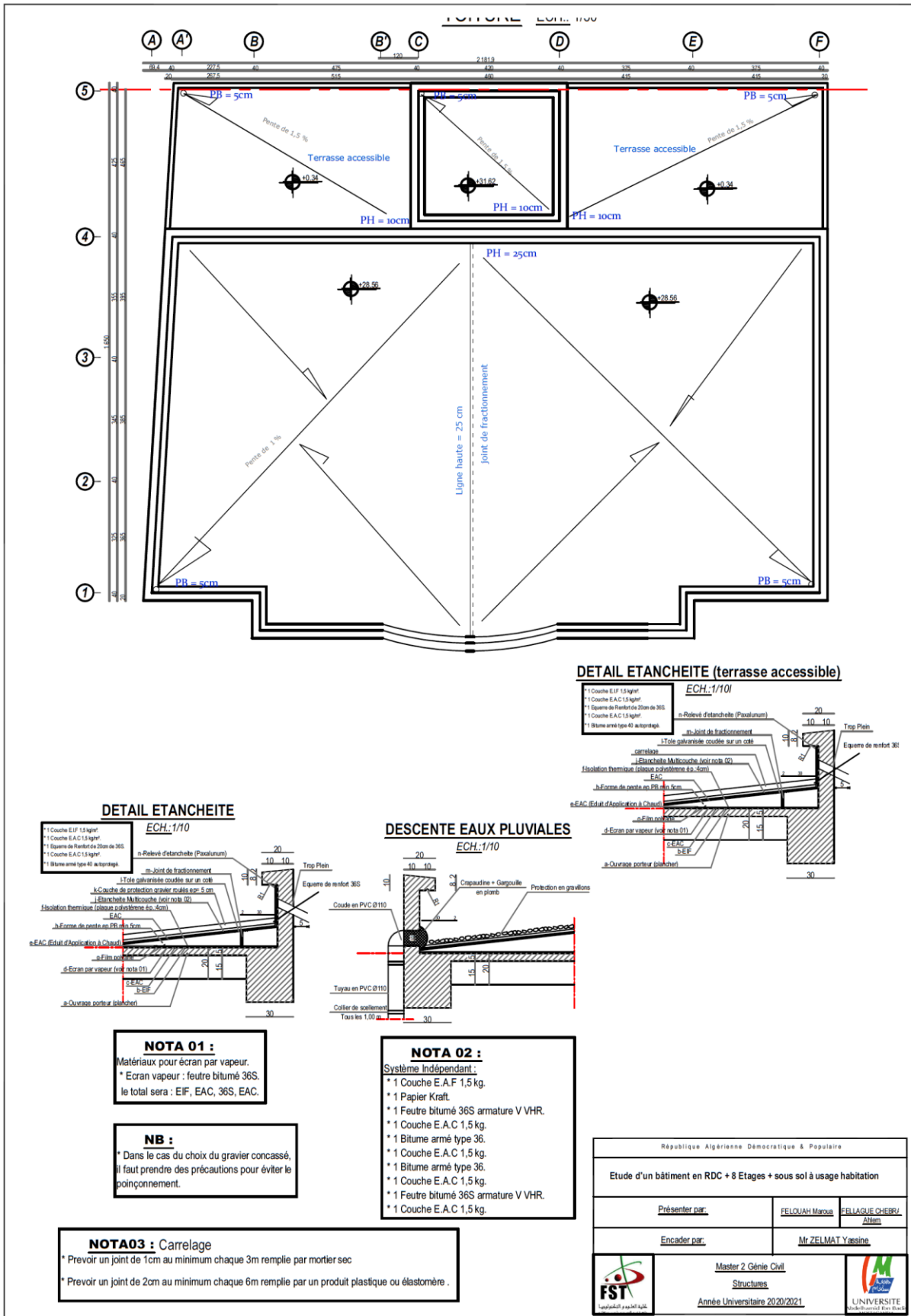
Plans Architecture



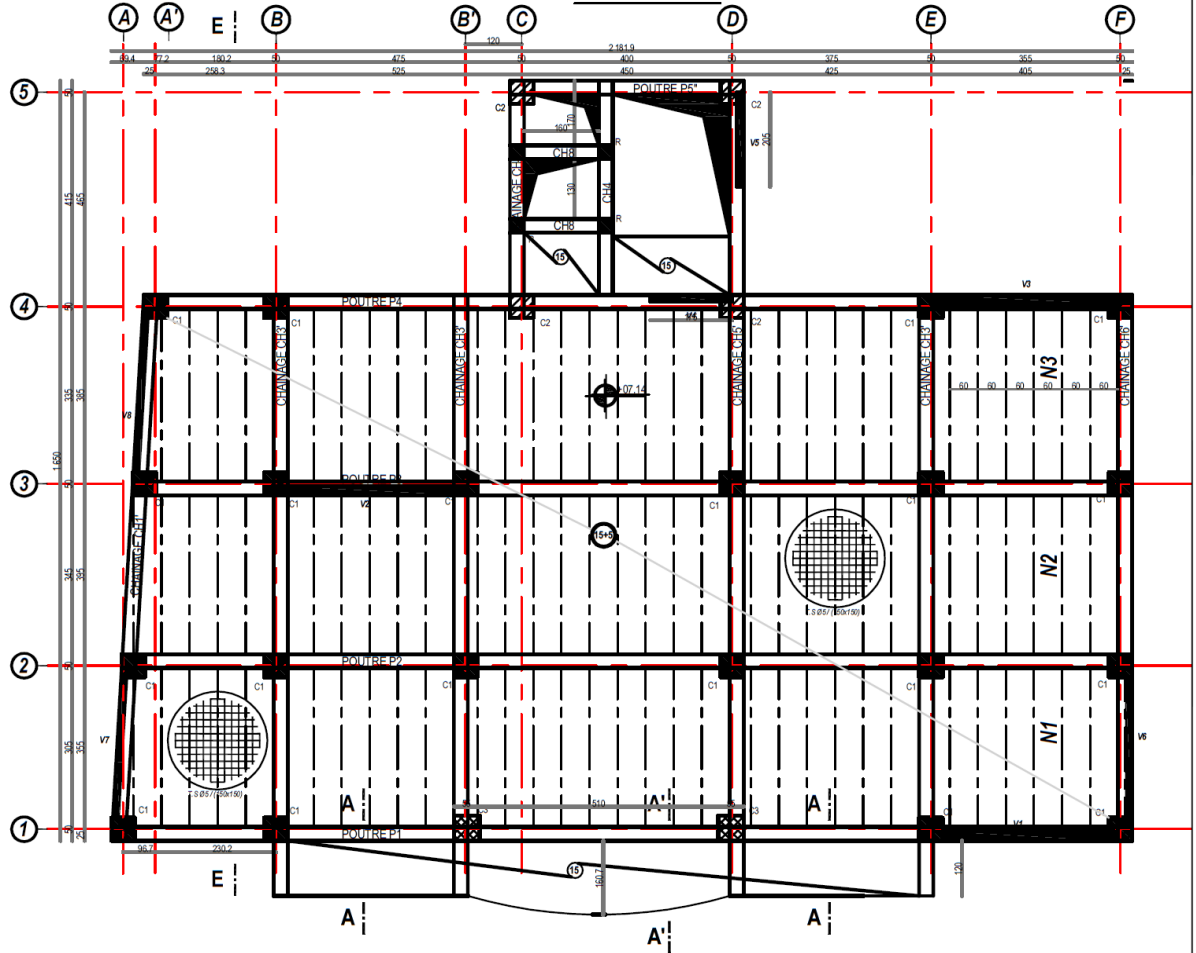
FACADE PRINCIPALE

ANNEXE II

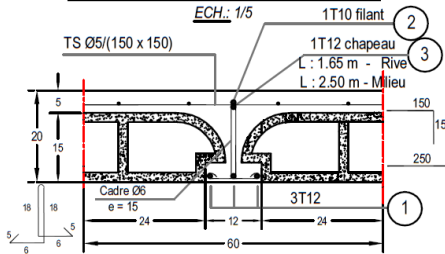
Plans de Ferrailage



PLANCHER



DETAIL DE LA POUTRELLE TYPE (15+5)



COUPE 6-6 ECH.:1/10

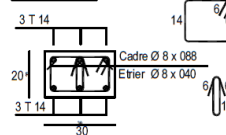
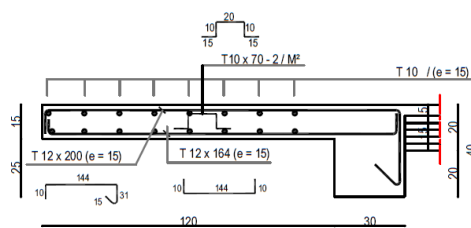


TABLEAU DES POUTRELLES

Type	L (m)	Type	①	②	③
N1	3.55	15+5	3 T 12	1 T 10	1 T 12
N2	3.95	15+5	3 T 12	1 T 10	1 T 12
N3	3.85	15+5	3 T 12	1 T 10	1 T 12
N4	4.65	15+5	3 T 12	1 T 10	1 T 12

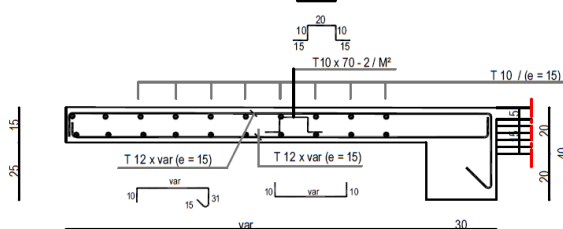
COUPE A-A

ECH.:1/10

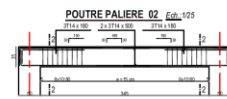
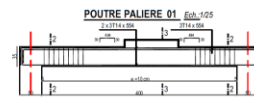
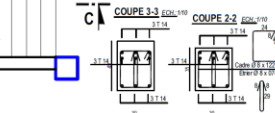
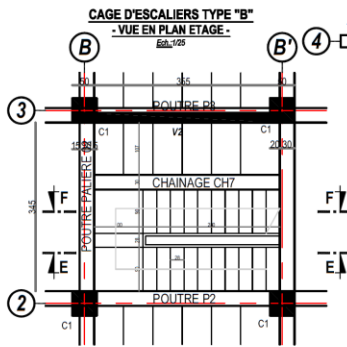
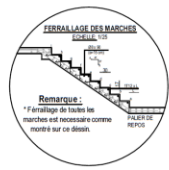
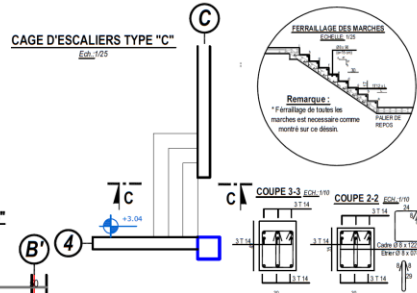
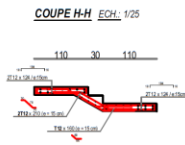
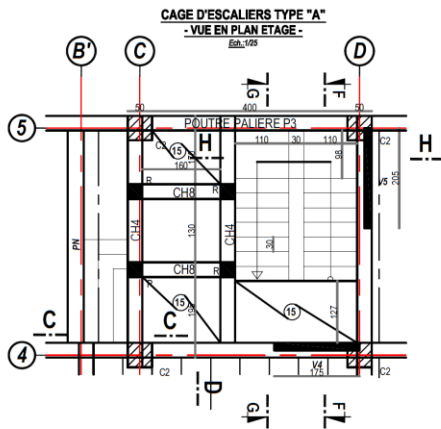


COUPE A'-A'

ECH.:1/10



République Algérienne Démocratique & Populaire			
Etude d'un bâtiment en RDC + 8 Etages + sous sol à usage habitation			
Présenter par:		FELOUAH Maroua	FELLAGUE CHEBRZ Ahlem
Encader par:		Mr ZELMAT Yassine	
 فست	Master 2 Génie Civil		 UNIVERSITE Abdelhakmoum Ben Bouali
	Structures		
Année Universitaire 2020/2021			



COUPE G-G ECH. 1/25



COUPE F-F ECH. 1/25



COUPE E-E ECH. 1/25





COUPE F-F ECH. 1/25



COUPE C-C ECH. 1/25



République Algérienne Démocratique & Populaire		
Etude d'un bâtiment en RDC + 8 Etages + sous sol à usage habitation		
Présenter par:	FELOUAH Maroua	FELLAGUE CHEBRA Ahlem
Encader par:	Mr ZELMAT Yassine	
 جامعة الجزائر و Université d'Alger	Master 2 Génie Civil Structures Année Universitaire 2020/2021	
	 UNIVERSITE Abdelhamid Ibn Badis	

ANNEXE III

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33